DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang 11. Mai 1934 Heft 19/20

DAS HYDRAULISCHE DACHWEHR.

Von G. Troßbach, Stuttgart.

Übersicht: Nach Hervorhebung der Vorzüge der selbsttätig sich bewegenden Wehre in wasserpolizeilicher Hinsicht wird die Wirkungsweise des hydraulichen Dachwehrs eingehend beschrieben. Die weiteren Ausführungen erstrecken sich auf die statische Berechnung, auf das Verhalten und die Wartung des Wehrs in Frostzeiten, sowie auf die Bedeutung des Dachwehres vom Standpunkt der Landschaftspflege.

Bekanntlich wird den Besitzern von Stauanlagen an unseren öffentlichen Gewässern im Interesse des Gemeinwohls die Auflage gemacht, daß sie die natürliche Wasserführung des Wasserlaufs in keiner Weise beeinträchtigen und zu diesem Zwecke die der Wasserbenützungsanlage rechtlich zustehende Stauhöhe genau einhalten müssen. Sobald und solange der Wasserstand über oder unter die festgesetzte Höhe steigt bzw. fällt, hat der Besitzer der Stauanlage durch geeignete Handhabung der an Wehr und Triebwerk bestehenden Stauvorrichtungen für den naturgegebenen Wasserablauf zu sorgen. Wer sich jemals näher mit der Wasserführung unserer Flüsse beschäftigt hat, weiß, daß die vorgenannte wasserpolizeiliche Vorschrift sich bei der vorhandenen weitgehenden Ausnutzung unserer Gewässer schwer oder gar nicht durchführen läßt. Man denke nur an die lästige Verpflichtung der Bedienung der Stauvorrichtungen bei Nacht, der sich manche Triebwerksbesitzer zur Vermeidung von schädlichen Überschwemmungen bei eintretenden ergiebigen Regenfällen durch Öffnen aller Entlastungsanlagen entziehen. Die Wiederauffüllung der Wehrwaage ruft alsdann Wasserstandsschwankungen hervor, die sich bei genauer Einhaltung der Vorschriften nicht mehr beseitigen lassen, so daß der Zweck der letzteren erheblich an Bedeutung verliert, was eine allgemeine Nachlässigkeit in der Bedienung der Stauvorrichtungen zum Nachteil der Unterlieger zur Folge hat. Eine Besserung der jetzigen Mißstände ist erst zu erwarten, wenn man allgemein bei Herstellung neuer Stauanlagen zu solchen beweglichen Verschlußkörpern übergeht, welche in Anpassung an die augenblickliche Wasserführung bei unverändert bleibender Oberwasserspiegellage selbsttätig den Durchflußquerschnitt verkleinern oder vergrößern. Hierzu eignet sich die Anordnung von Klappen bei Schützenwehren, die bei Überschreitung eines bestimmten Oberwasserstandes selbsttätig um ihre Drehachse sich senken und den Durchfluß allmählich so freigeben, daß ein schädlicher Aufstau vermieden wird, bis das weitere Öffnen des Wehres durch Menschenhand erfolgt. Hierbei wird nicht an die in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts gebrauchten Chanoineschen Klappenwehre gedacht, deren Drehachse in halber Höhe angebracht und gegen eine ausrückbare Strebe gestützt war. Es sind vielmehr die neuerdings in Gebrauch stehenden selbsttätigen Klappenwehre mit Gegengewichten gemeint, wobei das Auf- und Abgehen der Stauklappe durch ein entweder darüber oder darunter aufgehängtes Gegengewicht reguliert wird. Das Gegengewicht ist so bemessen und angeordnet, daß es in allen seinen Lagen dem Wasserdruck auf die Klappe bei Einhaltung der vorgeschriebenen Stauhöhe das Gleichgewicht halten kann. Doch haben alle diese Klappen den Nachteil, daß sie in Frostzeiten zu leicht durch an der Unterwasserseite sich ansetzendes Eis am Niedergehen verhindert werden und alsdann durch Handarbeit und künstliches Auftauen des Eises in Betrieb gehalten werden müssen. Auch können sie bei zunehmenden Abflußmengen und hierbei steigendem Unterwasser infolge des auf die Unterseite auftretenden Gegendrucks sich wieder aufstellen, statt in der Tieflage zu bleiben.

Einen bedeutenden Fortschritt in der Klasse der selbsttätig sich bewegenden Wehre stellt das hydraulische Dachwehr nach den Patenten des Ingenieurbüros Huber & Lutz in Zürich dar, bei welchem in höchst einfacher Weise durch unmittelbare Anwendung des Staudruckes als Antriebkraft die selbsttätige Regulierung der Wehröffnung bei jedem Zufluß, also auch bei Hochwasser, und damit ein gleichbleibender Oberwasserspiegel herbeigeführt wird. Seine Vorzüge hat Dipl.-Ing. J. Huber, Zürich, in der Zeitschrift „Die Bautechnik" (1927), Heft 21, ferner in Verbindung mit der Frage der Eisabführung bei Wehren in der Zeitschrift „Wasserkraft und Wasserwirtschaft" (1930), Heft 6, in allen Einzelheiten, sowie in einer jeden Zweifel über seine Zweckmäßigkeit und Bewährung ausschließenden Weise beschrieben, daß eine Wiederholung sich erübrigt. Obwohl bereits etwa 150 solche auf verschiedene Staaten sich verteilenden Wehre für Stauhöhen bis zu 4,0 m schon bestehen, die zu keinerlei nennenswerten Beanstandungen Anlaß gegeben haben, muß man sich wundern, daß angesichts der von ihnen gebotenen Vorteile ihre Zahl noch verhältnismäßig klein ist. In Württemberg z. B. entfallen auf die vorhandenen 3550 Wassertriebwerke erst drei hydraulische Dachwehre, was auf verschiedene Gründe zurückzuführen ist. Einmal ist die Literatur über diese Wehranlagen und die mit denselben gemachten günstigen Erfahrungen noch sehr dürftig. Dann steht ein, und zwar der weniger aktive, Teil der Wasserbauingenieure neuen Wehrsystemen sehr skeptisch gegenüber; der andere Teil sieht in der Umwandlung fester in bewegliche Wehre eine solche bedeutende Verbesserung, daß er den weiteren Schritt zu ihrer Umgestaltung in selbsttätig sich einstellende Stauanlagen gar nicht mehr für nötig hält. Es soll daher in den folgenden Ausführungen die Wirkungsweise des hydraulischen Dachwehrs nochmals vorgeführt, sowie einige Ergänzungen zu den darüber erschienenen oben näher bezeichneten Aufsätzen gebracht werden, auf welche insbesondere bez. der Dichtungen an den Wehrwangen und längs der beiden Drehachsen, der Ableitung der Geschiebe, des Ablassens des Eises, der Zusammensetzung und Auflagerung der Tragkonstruktion, sowie der verschiedenen Möglichkeiten der Reinigung und Instandsetzung verwiesen wird.

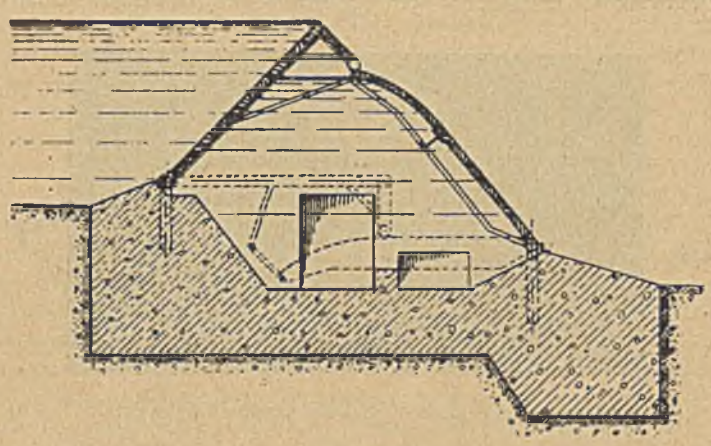


Abb. 1. Querschnitt durch das hydraulische Dachwehr

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, besteht der Staukörper aus zwei um waagerechte Achsen drehbaren, aus eisernen Bindern mit dazwischengespanntem Holzbelag zusammengesetzten Klappen, von denen eine — die Oberklappe — sich mit einem rechtwinkligen

Ansatz auf die andere — die Unterklappe — stützt. Beide Klappen schließen in gehobener Stellung einen dachartigen Hohlraum ein, der sowohl mit dem Oberwasser als auch mit dem Unterwasser in Verbindung gebracht werden kann.

Die selbsttätige oder zwangsweise Bewegung des Wehres erfolgt durch die in einer Wangenmauer oder in einem zugänglichen Pfeiler eingebaute Regelungskammer, deren Längsschnitt in Abb. 2 gezeigt wird. Sie steht durch einen mit Rechen versehenen

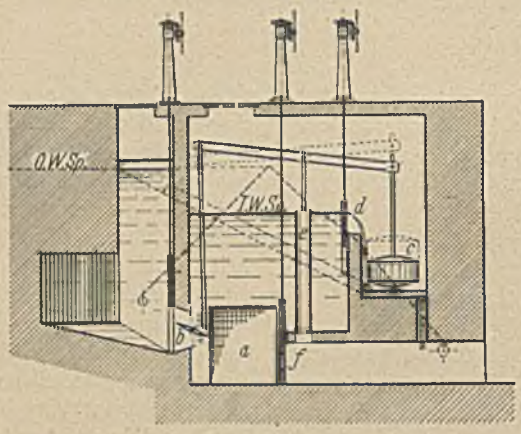


Abb. 2. Schnitt durch die Regelungskammer.

Einlauf mit dem Oberwasser und durch die in der Wangenmauer angebrachte Öffnung a mit dem Dachraum in Verbindung. Beim Aufrichten der Klappen fließt das Oberwasser über die bei leerem Schwimmerschacht offene Drosselklappe b durch die Öffnung a in den Dachraum, wo es bei entsprechender Einstellung der Schützoberkante d bis dicht unter die Spitze der Unterklappe steigen kann. Normalerweise geht kein Wasser durch den engen Spalt zwischen den beiden Klappen verloren. Bei weiterem Steigen des Oberwassers tritt der Überfall über Schütz d in Tätigkeit, so daß Schwimmer c sich hebt und durch die Hebelübertragung mit dem Zylinderschütz e als Stützpunkt die Drosselklappe b schließt. Beim Überschreiten der zulässigen Oberwasserspiegelhöhe strömt dem Schwimmerschacht ebenfalls aus einem Überfall Wasser zu, was ein weiteres Steigen des Schwimmers c bewirkt, wodurch mit der Drosselklappe b als Hebelstützpunkt das Zylinderschütz e gezogen wird. Die alsdann eintretende langsame Entleerung des Dachraums dauert so lange an, bis der Oberwasserspiegel auf seine zulässige Höhe gesunken ist. Die gleichzeitig mittelst einer kleinen Öffnung erfolgende Entleerung des Schwimmerschachtes stellt die ganze Regelungseinrichtung in Bereitschaft für das nächste Spiel. Die höchste Wehrstellung wird durch Ketten gesichert, die den Drehwinkel der Unterklappe begrenzen und festlegen. Durch

Abb. 3. Innenansicht eines verriegelten Dachwehrs.

Änderung der Überfallkantenhöhe d ergibt sich selbsttätig ein bestimmter Oberwasserstand. Das rasche oder langsame Umlegen des Wehres wird durch starkes oder schwaches Öffnen des Auslauf- bzw. Spülschützes f erreicht.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß das Dachwehr selbsttätig den vorgeschriebenen Oberwasserspiegel regelt, daher eine vollkommene Sicherheit gegen Schädigungen durch Überstau und gegen Hochwassergefahr bietet, ferner nicht nur in beiden Endlagen mühelos aufgestellt oder niedergelegt, sondern auch in jeder beliebigen Zwischenstellung gehalten werden kann. Berücksichtigt man ferner, daß zur Vornahme von Untersuchungen und Instandsetzungen das Wehr in seiner Höchststellung mittelst einer einfachen Vorrichtung festgeriegelt (s. Abb. 3) und alsdann der Dachraum unter Haltung des Wehrstaus entleert und begangen werden kann, so entspricht es im denkbar weitgehenden Maß allen Anforderungen, die an ein selbsttätig bewegliches Wehr gestellt werden können.

Die bei einigen der ersten Anlagen vorgekommenen Mißerfolge hatten ihre Ursachen hauptsächlich darin, daß der Spülung des Dachraumes nicht genügend Aufmerksamkeit gewidmet wurde. Bei Beachtung der Betriebsvorschriften kann die Entfernung etwaiger Ablagerungen von Sand und Schlamm unter Heranziehung des Staudruckes in einfacher Weise erfolgen.

Zum besseren Verständnis der Wirkungsweise des hydraulischen Dachwehres soll auch seine statische Berechnung, soweit der Raum es erlaubt, und zwar für 3,60 m Stauhöhe dargestellt werden. Hierbei genügt es, die Untersuchung auf drei Wehrstellungen zu beschränken.

a) Gleichgewichtsstellung bei normalem Oberwasserspiegel mit Oberklappe in höchster Lage und mit normalem Innenwasserspiegel bei spannungsloser Spannkette nach Abb. 4.

Für 1 m Wehrbreite, wobei der Holzbelag infolge Auftrieb des Wassers als gewichtslos angenommen und der Unterwasserdruck

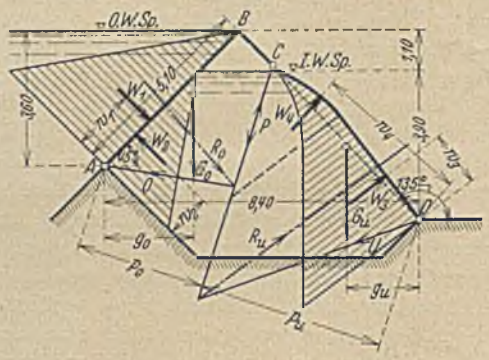


Abb. 4. Dachwehr im Gleichgewichtszustand.

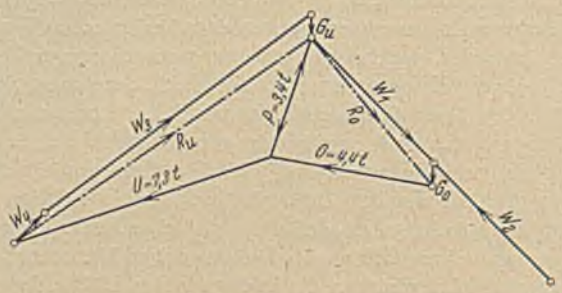


Abb. 5. Krafteplan für das Dachwehr im Gleichgewichtszustand.

nicht berücksichtigt wird, bezeichnen G_o und G_u die Gewichte des Eisengerippes der Klappen; die Deutung der übrigen Bezeichnungen geht ohne weiteres aus den Abbildungen hervor. Die auf die Oberklappe wirkenden Kräfte W_1, W_2 und G_o ergeben graphisch nach Abb. 5 die Resultierende R_o und die Kräfte W_3, W_4 und G_u auf die Unterklappe die Resultierende R_u. Die Lage von R_o und R_u in Abb. 4, sowie in den Abb. 6 und 8 wurde mittelst Seilpolygone bestimmt, die der Deutlichkeit halber weggelassen wurden. Die Reaktionsdrücke von R_o gehen durch das Gelenk der Oberwasserklappe und senkrecht zur Krümmung der Unterwasserklappe. Die von R_o und R_u in der Auflagerolle erzeugten Kräfte P müssen für den Gleichgewichtszustand nach Größe und Lage gleich aber entgegengesetzt sein. Für die Herbeiführung dieses Gleichgewichtszustandes ist von den Gleichungen auszugehen

$$W_1 w_1 - W_2 w_2 + G_o g_o - P p_o = 0 \quad (1)$$

$$W_3 w_3 + W_4 w_4 - G_u g_u - P p_u = 0 \quad (2)$$

Die Kräfte W_1, G_o und G_u sind bekannt, W_2, W_3 und W_4 sind abhängig vom Stand des Innenwasserspiegels. Durch Versuchsrechnung wird dieser und damit die Größe der genannten Kräfte so bestimmt, daß die beiden Gleichungen erfüllt sind.

b) Wehrstellung mit First der Oberwasserklappe auf Höhe des normalen Innenwasserspiegels nach Abb. 6.

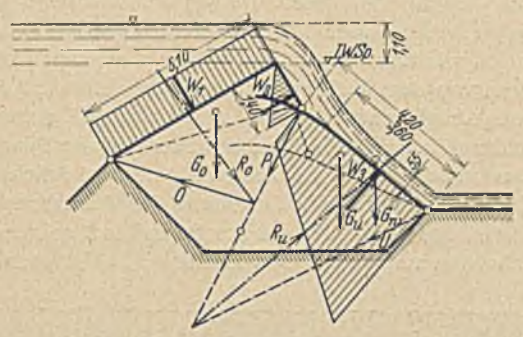


Abb. 6. Überströmtes Dachwehr.

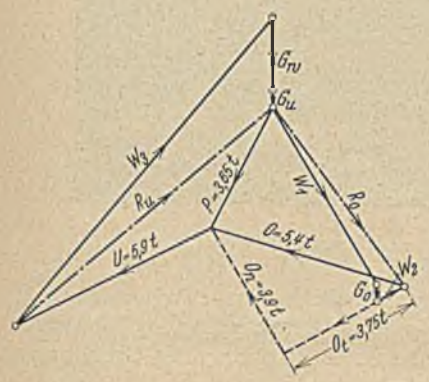


Abb. 7. Kräfteplan für das überströmte Dachwehr.

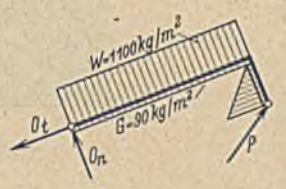


Abb. 6a. Maximalbelastung der Oberstrom-Klappe.

Mehrere Untersuchungen lieferten den Nachweis, daß bei dieser Wehrstellung die stärkste Beanspruchung der Oberwasserklappe eintritt. G_w ist die durch das überströmende Wasser hervorgerufene Belastung der Unterwasserklappe. Beim Vergleich der Kräftepläne Abb. 5 u. 7 erkennt man ohne weiteres, daß R_o und damit die Reaktionsdrücke O und P auf die Auflager der Oberklappe beim überströmten Wehr größer sind.

c) Wehrstellung bei normalem Oberwasserspiegel mit Oberklappe in höchster Lage und mit Innenwasserspiegel über normaler Höhe nach Abb. 8.

Der Innenwasserspiegel wird durch einen Überlauf im Regulierschacht auf der in Abb. 4 berechneten bzw. festgesetzten Höhe gehalten. Steigt er über die Überlaufkrone an, so muß der erhöhte Wasserdruck auf die Unterklappe durch die Spannkette aufgenommen werden. In Abb. 8 ist die nie eintretende ungünstige Annahme gemacht, daß der Innenwasserspiegel 60 cm über seinen normalen Stand gestiegen ist. Da R_o und R_u je in drei Kräfte zerlegt werden müssen, so sind zunächst die Zugkraft Z in der Spannkette und der Auflagerdruck P der Rolle nur nach der Richtung, nicht aber nach der Größe bekannt. Wird aber das Dachwehr als Dreigelenkbogen betrachtet, und läßt man die Resultierenden R_o und R_u nacheinander auf diesen wirken, so erhält man die Auflagerreaktionen O und U aus deren Teilreaktionen. Aus R_o und O bzw. R_u und U lassen sich alsdann Z und P im Kräfteplan (Abb. 9) in einfacher Weise bestimmen.

Nach Ermittlung der auf die einzelnen Wehrteile wirkenden Kräfte bietet die Bemessung nach den Regeln der Festigkeitslehre keine Schwierigkeiten. Für den Binder der Oberklappe ist der Belastungsfall nach Abb. 6 a maßgebend, wobei zu beachten ist, daß eine Beanspruchung auf Biegung und auf Zug stattfindet. Für den auf Biegung beanspruchten Binder der Unterklappe tritt der ungünstigste Belastungsfall nach Abb. 8 ein. Für die Bemessung des Bolzens im Scharnier der Oberklappe ist die Auflagerreaktion O nach Abb. 7 und im Scharnier der Unterklappe die Auflagerreaktion U nach Abb. 9 anzuwenden. Der zwischen den eisernen Bindern eingespannte Holzbelag ist aus praktischen Gründen im allgemeinen stärker bemessen, als die Rechnung ergibt.

Den vielfach gegen das hydraulische Dachwehr erhobenen

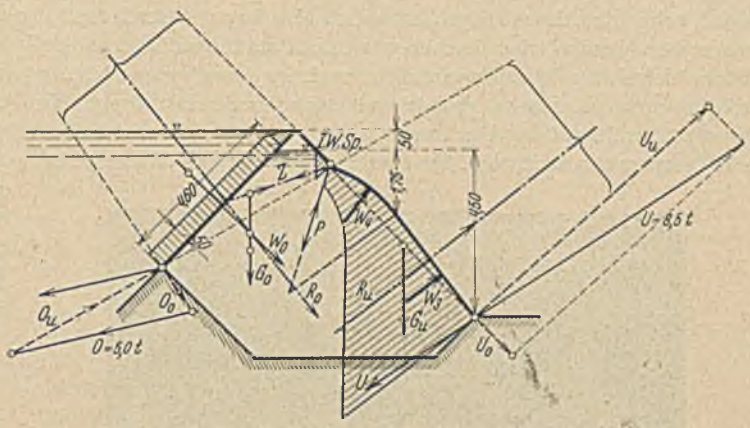


Abb. 8. Dachwehr bei überhöhtem Innenwasserspiegel.

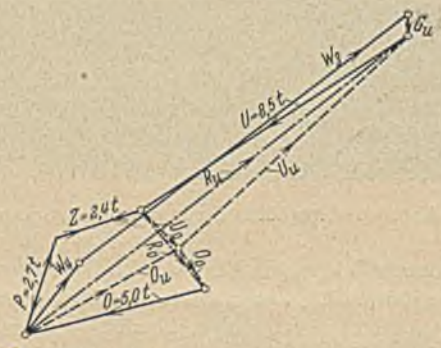


Abb. 9. Kräfteplan für das Dachwehr bei überhöhtem Innenwasserspiegel.

Bedenken wegen bestehender Einfrierungsgefahr in sehr strengen Wintern, wodurch seine Wirkungsweise durch Vereisung seiner Bewegungseinrichtungen oder des im Dachraum eingeschlossenen Wassers gehemmt oder unterbunden wird, sind die in kalten Länderstrichen mit dem Wehr gemachten durchaus zufriedenstellenden Erfahrungen entgegenzuhalten. Die in abgedeckten oder überbauten Kammern in den Wehrwangen oder in Zwischenpfeilern untergebrachten Regelungseinrichtungen sind im allgemeinen gegen Frost geschützt und können erforderlichenfalls durch Koksöfen oder elektrisch geheizt werden. Ferner kann ein Einfrieren des im Wehrkörper enthaltenen Wassers deshalb nicht stattfinden, weil die durch die Wärmeausstrahlung nach der aus Holz bestehenden und der Kälte ausgesetzten Unterwasserklappe sehr gering ist und reichlich durch die in den Dachraum strahlende Bodenwärme der Dachraumsohle ausgeglichen wird. Jedenfalls ist eine Erstarrung an den in Württemberg vorhandenen Dachwehren in dem von starker anhaltender Kälte heimgesuchten Monat Februar 1929 nicht beobachtet worden. Nichtsdestoweniger bedarf das hydraulische Dachwehr bei starkem Frost der Wartung wie alle Wehre überhaupt, wenn sie nicht geheizt werden. Im Oberwasser muß ein schmaler Streifen längs des Wehrfirstes stets eisfrei gehalten werden, um die Bewegung zu sichern. Nach den von Reg.-Baumeister a. D. Ludwig an dem hydraulischen Dachwehr in Groß-Wohnsdorf an der Alle in Ostpreußen erzielten Versuchsergebnissen — s. „Die Bautechnik" (1928), Heft 52 — kann während der Frostzeit jede Vereisung bestimmt verhütet werden, wenn man den Innenwasserstand so hält, daß durch die Berührungslinie der Ober- und Unterklappe ständig ein dünner Wasserstrahl austritt, der die ganze Fläche der Unterklappe einschließlich der verschiedenen Dichtungen mit Wasser über 0° C aus der Tiefe berieselt. Die erforderliche Wassermenge wurde in Groß-Wohnsdorf zu 3,5 l/sec für 1 lfd. m, oder für 1 m² Wehrklappe zu 1,0 l/sec festgestellt.

Man hat es daher in der Hand, bei den tiefsten Temperaturen das Einfrieren durch entsprechende Verstärkung des über die Unterklappe fließenden Wasserschleiers zu verhindern.

Bei vielen Wehren besteht kein Bedürfnis, sie auch zur Zeit der strengen Kälte betriebsfähig zu halten, weil der Fluß dann Niederwasser führt, das vollständig von den Turbinen verbraucht oder beim Krafthaus abgeführt wird. Es kann deshalb davon abgesehen werden, das Dachwasser durch ständiges Überfließenlassen eisfrei zu halten. Es wird sich durch Spritzwasser und Niederschläge auf der Luftseite des Dachwehres und an den Dichtungen Eis ansetzen, während der Dachraum selbst eisfrei bleibt. Tritt dann ein Temperaturanstieg ein, der eine Vermehrung der Wassermenge

Abb. 10. Altes Fallwehr in der Glatt (Schweiz).

oder die Notwendigkeit, die Eisdecke im Oberwasser abzuspülen, voraussehen läßt, so läßt man durch Drosseln des Kanaleinlaufes das Dachwehr leicht überströmen. Nach 1—2 Stunden ist das Eis morsch und löst sich vom Dachwasser ab, und dieses kann nun in gewohnter Weise mühelos betätigt werden.

Vom Standpunkt der Landschaftspflege ist das hydraulische Dachwehr, da es keine die natürliche Landschaft störenden Aufbauten besitzt und auch keinen Bedienungssteg benötigt, allen beweglichen Wehren, ja sogar dem Walzenwehr überlegen. Abb. 10 zeigt ein altes Fallenwehr und Abb. 11 ein hydraulisches Dachwehr, beide hintereinander an demselben Flußlauf. Während ersteres seinen Zweck, den natürlichen Abfluß zurückzuhalten und den damit auf die Natur ausgeübten Zwang sehr deutlich zu erkennen gibt, sowie durch seine Aufbauten die Geschlossenheit und Harmonie der Landschaft in aufdringlicher Weise stört, stellt das hydraulische Dachwehr ebenso wie jedes feste Wehr die Nachahmung einer im Fluß vorhandenen natürlichen Barre dar, welche sich zwanglos und harmonisch an die Ufer anschließt. Im Gegensatz zu dem von dem Fallenwehr hervorgerufenen Eindruck der gewaltsamen Absperrung trägt das Dachwehr das Merkmal der das Auge beruhigenden Aufgeschlossenheit. Dies sind alles Dinge, welche der die Landschaft gestaltende Ingenieur zu berücksichtigen hat, wenn zwischen Bauwerk und Umgebung der öffentlichen Kritik standhaltende, den feinfühligen Naturfreund befriedigende räumliche Beziehungen herrschen sollen. Leider wird bei Ausführung der-

Abb. 11. Neues Dachwehr in der Glatt (Schweiz).

artiger Anlagen nur zu oft der einseitige Nützlichkeitsstandpunkt geltend gemacht und zu wenig für die Bereicherung der Landschaft im Interesse der Allgemeinheit unter Beachtung des Grundsatzes „Gemeinnutz geht vor Eigennutz" getan.

Wird abschließend noch darauf hingewiesen, daß die Herstellung der hydraulischen Dachwehre lediglich durch einheimische Firmen und ortsansässige Arbeitskräfte erfolgt, so dürften auch in volkswirtschaftlicher Hinsicht irgendwelche Bedenken gegen ihre verbreitete Anwendung nicht zu erheben sein.

DIE ABHÄNGIGKEIT DER FESTIGKEIT UND DER DEHNUNGSZAHL DER HÖLZER VOM FASERVERLAUF.

Von Dr.-Ing. Franz Kollmann, VDI.

Übersicht: Elastizität und Festigkeit der Hölzer sind längs und quer zur Faser sehr verschieden. Die Zwischenwerte, bisher nur durch Versuch bestimmt, lassen sich einfach berechnen. Die entwickelte physikalisch begründete Formel gestattet die Einführung von Sicherheitszahlen und damit die Ermittlung von zulässigen Spannungen.

Bei der Verwendung des Holzes im Ingenieurbau und bei der Herstellung von Holzflugzeugen ist der starke Einfluß der Faserrichtung auf die Festigkeitseigenschaften häufig störend. Beispielsweise beträgt die Zugfestigkeit senkrecht zur Faser (Querfestigkeit) durchschnittlich nur etwa 4—5% der Zugfestigkeit parallel zur Faser (Längsfestigkeit), so daß in der Praxis Zugbeanspruchungen senkrecht zur Faser überhaupt nicht gestattet werden. Bei der Druckfestigkeit ist die Abnahme geringer, wenngleich mit rund 90% immer noch außerordentlich hoch [1]. Erklärlich wird der Wechsel aus der starken Anisotropie des Holzes, das im gröberen Aufbau aus einzelnen verschieden dichten (etwa hutartig übereinander gestülpten) Zuwachszonen und im mikroskopischen Gefüge aus festverkeilten, spindelförmigen Fasern besteht. Ihrerseits ist jede Faser aus Lamellen gebildet, die aus Micellreihen (Zellulosebausteinen) oder Fibrillen zusammengesetzt sind. Die Fibrillen einer Lamelle verlaufen jeweils in einer steilen Schraubenlinie und bilden mit den Fibrillen der Nachbarlamellen einen meist sehr spitzen Winkel. Der Vergleich mit einem Kabel liegt also nahe. Dieser trotz vieler organischer Willkürlichkeiten gesetzmäßige Aufbau läßt vermuten, daß auch eine gesetzmäßige Beziehung zwischen den Festigkeitseigenschaften und der Faserrichtung gefunden werden kann. Es ist erwünscht, aus den bekannten Grenzwerten bei Beanspruchung parallel und senkrecht zur Faser die Festigkeit in einem beliebigen Winkel schräg zur Faser berechnen zu können.

Zunächst wurde der Zusammenhang von Baumann [2] durch planmäßige Versuche klargestellt. Jackson [3] schlug dann ein Interpolationsverfahren für die zulässige Druckbeanspruchung vor und zwar wollte er die „Zwischenwerte nach einer Ellipse ermitteln, deren Halbachsen durch die zulässigen Spannungen parallel und quer zur Faser gebildet werden". Die Methode war nicht brauchbar, da sie, wie Tab. 2 zeigt, für kleine Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung einen viel zu starken Abfall liefert. Ein vom gleichen Verfasser [4] später verbesserter Linien-

[1] Diese Mittelwerte gelten für Hölzer mit Raumgewichten von etwa 0,35—0,55; bei dichteren — und damit homogeneren — Hölzern sind die Unterschiede weniger stark ausgeprägt.

[2] Baumann, R.: Die bisherigen Ergebnisse der Holzprüfungen in der Materialprüfungsanstalt an der Techn. Hochschule Stuttgart, VDI-Forschungsarbeiten, Heft 231, Berlin 1922.

[3] Jackson, A.: Über die Größe der zulässigen Beanspruchungen des Holzes im Ingenieur-Holzbau, vor allem für freitragende Holzkonstruktionen, Holzbau (1920).

[4] Jackson, A.: Ingenieur-Holzbau, Stuttgart 1921.

zug ist in Sonderfällen von Nutzen, kann aber grundsätzlich ebenfalls nicht befriedigen. Es sei darum ein anderer Weg vorgeschlagen. Beispielsweise fand Baumann die in Abb. 1 gezeigten Punkte für die Veränderung der Dehnungszahl α von Gotthard-Tanne und Linde mit dem Winkel γ zwischen Stabachse und Faserrichtung. Den Versuchspunkten wird die Kurve

$$(1)\quad \alpha_\gamma = \alpha_l \cdot \cos^n\gamma + \frac{(\alpha_r + \alpha_t)}{2} \cdot \sin^n\gamma = \alpha_{\parallel} \cdot \cos^n\gamma + \alpha_{\perp} \cdot \sin^n\gamma$$

vorzüglich gerecht, wobei α_γ = gesuchte Dehnungszahl beim Winkel γ, $\alpha_l = \alpha_{\parallel}$ = Dehnungszahl in der Faserrichtung, α_r = Dehnungszahl in der radialen (Markstrahlen-) Richtung, α_t = Dehnungszahl in der Tangente an die Jahrringe, $\frac{\alpha_r + \alpha_t}{2} = \alpha_{\perp}$ = Mittelwert der Dehnungszahlen senkrecht zur Faser und $n \simeq 3$ (gemäß Versuch). Beispielsweise nennt Baumann für die Gotthard-Tanne $\alpha_l = 7{,}37 \cdot 10^{-6}$, $\alpha_r = 242{,}5 \cdot 10^{-6}$ und $\alpha_t = 323{,}6 \cdot 10^{-6}$; die Gleichung der Dehnungszahlen lautet somit in diesem Fall:

$$(1\,a)\quad \alpha_\gamma = (7{,}37 \cdot \cos^3\gamma + 283{,}1 \cdot \sin^3\gamma) \cdot 10^{-6}\ [\mathrm{cm^2/kg}].$$

Sinngemäß ist in Abb. 1 die Kurve für Linde ($\alpha_l = 9{,}40 \cdot 10^{-6}$ und $\frac{\alpha_r + \alpha_t}{2} = 368{,}4 \cdot 10^{-6}$) entworfen worden.

Es muß erwähnt werden, daß vom physikalischen Standpunkt aus die Zusammenfassung der radialen und tangentialen Dehnungszahlen zu einem algebraischen Mittelwert nicht zu billigen ist; für die der Technik dienenden Rechnungen ist das Verfahren jedoch sehr zweckmäßig, da es einfach und trotzdem genügend genau ist. Geht man aber von der theoretischen Überlegung aus, daß sich die elastischen Eigenschaften des Holzes als eines anisotropen Körpers durch Raumgebilde („Dehnungs- und Drillungsflächen") eindeutig darstellen lassen, so hat man Kurven gemäß Abb. 1 als Schnitte von bevorzugten Ebenen mit diesen Flächen aufzufassen. Allerdings wird diese Tatsache dadurch etwas verschleiert, daß die Schnitte mit den in Polarkoordinaten dargestellten Körpern zunächst aus Zweckmäßigkeitsgründen umgezeichnet werden müssen, wobei die Winkel der Fahrstrahlen in den Schnittebenen auf der Abszisse eines Achsenkreuzes aufgetragen werden. Mit den Hilfsmitteln der Kristallphysik [5] ist nun die Berechnung der Schnittkurven unter Annahme eines bestimmten Kristallsystems möglich. Nach Arbeiten von Carrington [6] und Hörig [7] — auf letztere sei besonders nachdrücklich verwiesen — kann man nun für Holz das rhombische Kristallsystem annehmen. Für dieses System lassen sich für die Schubzahlen α_l, α_r und α_t bei um den Winkel ζ, η oder ϑ veränderter Holzorientierung nachstehende Transformationsformeln entwickeln:

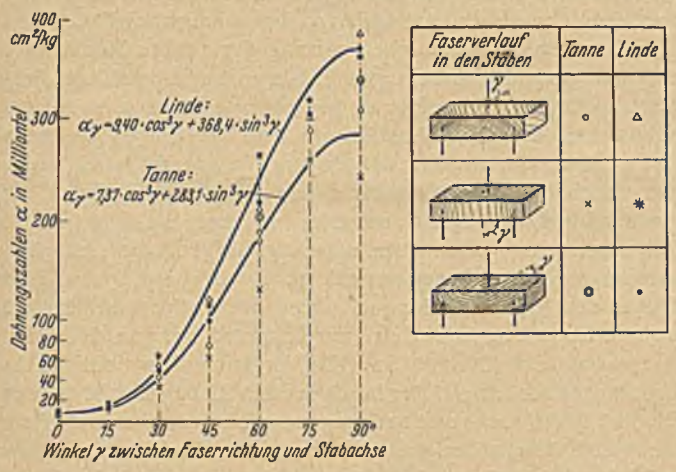


Abb. 1. Abhängigkeit der Dehnungszahl von der Faserrichtung [Meßpunkte nach Baumann, Kurven nach Gleichung (1)].

$$(2)\quad \begin{cases} \alpha_{r\zeta} = \alpha_r \cdot \cos^2\zeta + \alpha_t \cdot \sin^2\zeta \\ \alpha_{t\eta} = \alpha_t \cdot \cos^2\eta + \alpha_l \cdot \sin^2\eta \\ \alpha_{l\vartheta} = \alpha_l \cdot \cos^2\vartheta + \alpha_r \cdot \sin^2\vartheta \end{cases}$$

Die Ähnlichkeit dieser Formeln mit Gl. (1) springt ins Auge; der Unterschied der Exponenten bei den Richtungskosinussen und -sinussen dürfte der organischen Struktur des Holzes zuzuschreiben sein. Um nun weiter ein ähnliches Rechnungsverfahren für die Abhängigkeit der Festigkeitseigenschaften von der Faserrichtung zu erhalten, setzt man die Spannungen umgekehrt proportional den Dehnungen, so daß sich ergibt:

$$(3)\quad \sigma_\gamma = \frac{1}{\frac{\cos^n\gamma}{\sigma_{\parallel}} + \frac{\sin^n\gamma}{\sigma_{\perp}}},$$

worin die Bedeutung der Buchstaben analog denen bei Gl. (1) ist. Auch mit dieser Formel läßt sich Rechnung und Versuch sehr gut in Einklang bringen, wobei freilich n je nach der Art der Beanspruchung verschieden zu sein scheint. Nach meinen vorläufigen Untersuchungen liegt n bei Zugbeanspruchung zwischen 1,5 und 2, während es bei Druckversuchen ungefähr 2,5 bis 3 beträgt. Beispiele für Zugversuche zeigen Abb. 2 und Tab. 1; aus letzterer ist ersichtlich, daß Gl. (3) auch einem von Kraemer entwickelten Näherungsverfahren überlegen ist, da dieses nur einen Winkelbereich von etwa 30—90° erfaßt, den praktisch besonders interessanten Fall sehr spitzer Winkel zwischen Faser und Kraftrichtung aber nicht zu klären vermag.

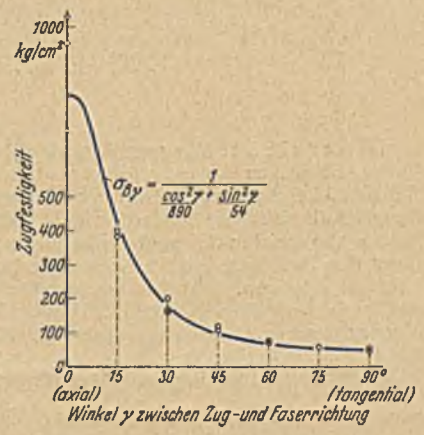


Abb. 2. Abhängigkeit der Zugfestigkeit von der Faserrichtung für Tanne [Meßpunkte nach Baumann, Kurve nach Gleichung (3)].

Tabelle 1. Abhängigkeit der Zugfestigkeit von der Faserrichtung bei Birkenfurnieren.

Faserrichtung	Zugfestigkeit nach Versuch kg/cm²	Zugfestigkeit Formel von Kraemer* [8] kg/cm²	Zugfestigkeit nach Gl. (3) ** kg/cm²
0	1127	∞	1127
2,5	935	10 600	972
5	575	2 650	465
10	261	668	225
15	158,6	302	135,8
30	94,6	80,8	54,9
45	42,1	40,4	33,4
60	29,6	26,9	24,9
75	21,7	21,6	21,2
90	20,2	20,2	20,2

* $\sigma_\gamma = \frac{\sigma_{\perp}}{\sin^2\gamma}$; ** n = 1,5.

Wert und Genauigkeit des Rechengangs nach Gl. (3) werden noch erhöht, wenn mit seiner Hilfe die „zulässigen Spannungen" ermittelt werden. Beispielsweise schlägt H. Seitz [9] verschiedene

[5] Voigt, W.: Lehrbuch der Kristallphysik, Leipzig 1910.
[6] Carrington, H.: Philosophical Magazine, London (1921, 1922, 1923).
[7] Hörig, H.: Zur Elastizität des Fichtenholzes, Zeitschrift für technische Physik 12 (1931) S. 369.
[8] Kraemer, O.: Untersuchung über den Einfluß von Aufbau und Faserverlauf auf Zugfestigkeit, Biegung und Dehnung an Birkenfurnieren und Birkensperrholz. 122. Bericht der DVL Berlin-Adlershof.
[9] Seitz, H. Grundlagen des Ingenieurholzbaus, Berlin 1925.

Sicherheitszahlen für Druck parallel und senkrecht zur Faser vor und zwar für ersteren 5,4, für letzteren 1,8; man kann diese Faktoren sofort in Gl. (3) einführen und erhält dann

$$\sigma_{\gamma\,zul} = \frac{1}{\frac{5{,}4\cos^{2,5}\gamma}{\sigma_{\parallel}} + \frac{1{,}8\sin^{2,5}\gamma}{\sigma_{\perp}}}. \tag{3 a}$$

Gl. (3 a) gestattet eine sehr genaue Berechnung der zulässigen Spannungen schräg zur Faser; Zahlen für einen Sonderfall zeigt die nachstehende Tabelle, in der die waagrechten Spalten 1 mit 5 dem zitierten Buch von Seitz[9] entnommen sind. Als Vorzug der Gl. (3) bzw. (3 a) ist zu erwähnen, daß sie für alle Winkel auf rein rechnerischem Weg die Spannungswerte zur Kenntnis bringt, während die anderen in Tab. 2 unter 2 mit 5 erwähnten Verfahren willkürliche Annahmen nicht vermeiden können.

(Man vgl. auch § 9,3 von DIN 1074.)

Tabelle 2. Druckfestigkeit und zulässige Spannungen schräg zur Faser (Tanne).

Nr.	Art der Ermittlung		Winkel zwischen Druck- und Faserrichtung						
			0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
1	Festigkeit nach Baumann		484	350	165	75	40	26	22
2	zulässige Spannungen	nach Seitz . .	90	75	50	27,5	17	12,6	12
3		Spannungsellipse . . .	90	41,4	23,4	16,8	13,8	12,4	12
4		Neuere Methode v. Jackson	90	66	47	32	21	14	12
5		nach Gerecke .	90	70	38	23	17	12,5	12
6		nach Kollmann Gl. (3 a) . .	90	77	45	26	17	13	12

EINIGE BEMERKUNGEN ÜBER GESCHWEISSTE BRÜCKENKNOTEN.

Von Dr.-Ing. Harry Gottfeldt.

Übersicht: Die grundlegenden Regeln für die Konstruktion von Fachwerkbrücken werden erörtert und dahin zusammengefaßt, daß der Kraftfluß keine plötzliche Störung erfahren darf. Bei genieteten Verbindungen läßt sich diese Forderung nicht vollkommen erfüllen. Das gleiche gilt für die meisten Schweißverbindungen; die hieraus folgende Gefährdung der Bauwerke ist bei Schweißverbindungen bedenklicher als bei Nietverbindungen. Nur der geschweißte Stumpfstoß ermöglicht einen völlig gleichmäßigen Kraftfluß. Dieser Verbindungsart wird daher der Vorzug gegeben. Es werden Stab- und Knotenblechformen entwickelt, bei denen alle Verbindungen durch Stumpfstoß unter Beachtung der einleitend entwickelten Regeln hergestellt werden können.

I. Konstruktive Grundlagen.

Die Regeln, die der Einzeldurchbildung von Fachwerkkonstruktionen, vor allem von Brücken, in der Praxis zugrunde gelegt werden (oder zugrunde gelegt werden sollten), lassen sich durch-

Symmetrische Gabelung der Kraftebene; bei „a": Ablenkung der Kraftlinien in der Ansicht!

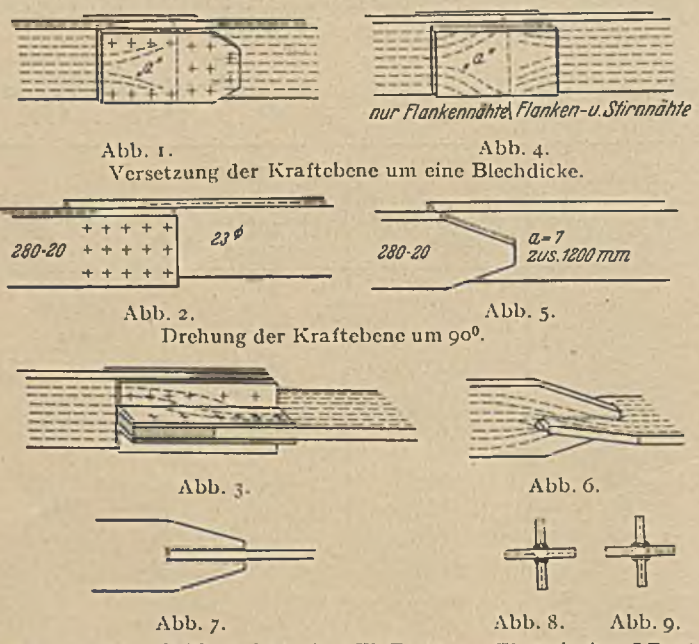


Abb. 1. Abb. 4.

Versetzung der Kraftebene um eine Blechdicke.

Abb. 2. Abb. 5.

Drehung der Kraftebene um 90°.

Abb. 3. Abb. 6.

Abb. 7. Abb. 8. Abb. 9.

Abb. 1—9. Anschluß bzw. Stoß eines Fl. E. 280.20 (Flansch eines I P 28).

weg auf die eine Forderung zurückführen, daß der Kraftlinienfluß durch die Formgebung der Stäbe, Anschlüsse usw. möglichst wenig gestört werden soll. Die Kraftlinien sollen also nach Möglichkeit weder von ihrer parallelen Richtung abgelenkt werden (Abb. 1, bei „a"), noch soll ihre Ebene versetzt (Abb. 2) oder verdreht werden (Abb. 3). Die letzte Forderung wird oft auch in der Form ausgesprochen, daß ein möglichst großer Teil der Stabquerschnitte in der Anschlußebene liegen soll, „ein eigentlich selbstverständlicher Grundsatz, gegen den viel gesündigt wird"[1].

Bei genieteten Bauwerken vermag der geübte Konstrukteur auf Grund der jahrzehntelangen Erfahrungen mit größter Sicherheit zu beurteilen, wie weit er im gegebenen Fall, etwa im Interesse einer wirtschaftlicheren Ausführung, von den obigen Regeln abweichen darf. Er weiß z. B., daß er die grundsätzlich weniger guten einschnittigen Niete (Abb. 2) in gewissen Fällen ohne Gefahr anwenden darf, weil die aus besonders weichem Stahl hergestellten Niete dank ihrer großen Formänderungsfähigkeit die zusätzlichen Spannungen aufzunehmen vermögen. Dank dieser guten Eigenschaften der Nietverbindungen führen auch offensichtliche Fehlkonstruktionen i. a. nicht gleich zur Katastrophe, wohl aber häufig zu wirtschaftlichen Nachteilen. Ein Vergleich einer richtigen Ausführung nach Abb. 1 mit der falschen nach Abb. 3 macht das deutlich: dort zwei Laschen mit 16 tragenden Nieten, hier vier Winkeleisen, vier Futter, 16 tragende Niete und acht Heftniete; ein Bruch wird dadurch vermieden, daß die an sich unwirtschaftlichen Winkel als zusätzliche Konstruktionsglieder wirken, in denen die Kraftlinien allmählich aus den senkrechten in die waagerechten Schenkel hinüberfließen; dadurch wird die Kraftebene ohne gefahrbringende Spannungshäufungen um 90° gedreht.

Die Verbindungen nach Abb. 1—3 können auch durch Schweißung hergestellt werden (Abb. 4—6). Sie werden dann erheblich kürzer, alle Ablenkungen der Kräfte gehen also schroffer vor sich, zumal da die Nähte die zu verbindenden Teile nur an den Außenkanten fassen können und da Beiwinkel u. dgl. Teile in der Regel schweißtechnisch nicht erforderlich sind. Die ziemlich starren Schweißnähte neigen weit mehr zu Spannungsspitzen als die nachgiebigen Niete. Daraus folgt, daß die Frage, inwieweit bei Schweißverbindungen Abweichungen von den eingangs erwähnten Konstruktionsregeln zulässig sind, von Grund auf neu geklärt werden muß; von der Nietung ausgehende Analogieschlüsse sind zu verwerfen. Mit Rücksicht auf die Mängel aller unserer theoretischen Betrachtungen liegt die Entscheidung überwiegend bei den praktischen Erfahrungen mit Versuchskörpern und an ausgeführten Bauwerken. Es hat sich gezeigt, daß die den Nietverbindungen nachgebildeten Schweißanschlüsse trotz ihrer größeren Gefährdung allen Anforderungen gewachsen sind, wenn die Belastung ganz oder doch überwiegend eine ruhende ist. Ist sie aber stark schwellend oder gar wechselnd, so scheint der Werkstoff nach dem Ergebnis aller bisherigen Versuche — ausgeführte Bauten dieser Art sind

[1] Bleich, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, S. 467.

bisher noch kaum vorhanden — an der Grenze seiner bekannten „Schlauheit" angelangt zu sein.

Schon die symmetrische Gabelung des Kraftflusses mittels beiderseitiger Laschen nach Abb. 1 bzw. 4 — bei Nietung die beste überhaupt mögliche Verbindung — ergibt geschweißt ungenügende Dauerfestigkeiten, selbst wenn man durch Abschrägung der Laschen (Abb. 5) oder durch gleichzeitige Anordnung von Stirn- und Flankennähten (Abb. 4) eine einigermaßen gleichmäßige Verteilung der Kraft über den Stabquerschnitt zu erreichen versucht. Von einer einseitigen Verbindung sind natürlich erst recht keine guten Ergebnisse zu erwarten, und zwar auch dann nicht, wenn das Bestreben nach seitlicher Ausbiegung durch andere Konstruktionsteile gedämpft wird. Denkt man sich das in Abb. 5 dargestellte Flacheisen etwa als Flansch eines I-Querschnittes, so wird dieser Flansch durch den Steg zwar in der Mitte, aber nicht an den Rändern, wo die Schweißnähte angreifen, seitlich gehalten.

Besonders verlockend erscheint die Anwendung des Schweißens bei der Verbindung nach Abb. 3 bzw. Abb. 6, weil man die beim Nieten erforderlichen Winkel und Futter spart. Versuche mit einer solchen Schweißverbindung sind bisher, soweit bekannt, noch nicht angestellt worden; man darf aber wohl ruhig der Vermutung Ausdruck geben, daß das Ergebnis solcher Versuche ganz besonders schlecht sein würde. Bei der Kürze des Anschlusses werden sich die Kraftlinien im Flacheisen schon vor dem Beginn des Knotenblechs nach der Mitte hin zusammenziehen, um dort auf ein Loch, die Ausrundung am Anfang des Schlitzes, zu treffen. Die Ausführung nach Abb. 7, mit scharfkantigem Schlitzende und herumgezogenen Raupen, ist erfahrungsgemäß ebenfalls schlecht; verhältnismäßig günstig dürfte es sein, Flacheisen und Knotenblech je zur Hälfte zu schlitzen. Haben die Kraftlinien diesen Punkt überwunden, so stürzen sie von oben und von unten steil auf die Nähte zu, treffen dort, wenn nicht die wahrscheinlich bessere aber auch teurere Ausführung nach Abb. 9 gewählt wird, wiederum auf einen Hohlraum (Abb. 8) und müssen im übrigen von hier aus, scharf um 90° abgeknickt, in das Knotenblech ausstrahlen. Irgendwelche zusätzlichen Teile, in denen die Drehung der Kraftebene allmählich und auf eine reichliche Länge verteilt vor sich gehen könnte, sind nicht vorhanden.

II. Die Stumpfnaht.

Ob es möglich sein wird, diese grundsätzlichen Schwierigkeiten durch allerlei Kunstgriffe — Laschen besonderer Form oder Lage, abgetreppte oder angefräste Nahtenden, Pufferstäbe usw. — wirksam zu beheben, soll hier nicht im einzelnen erörtert werden. Ein voller Erfolg ist zum mindestens zweifelhaft und würde, wenn er eintreten sollte, wahrscheinlich auf Kosten der Wirtschaftlichkeit gehen. Es stände daher schlimm um die Ausführbarkeit geschweißter Fachwerkbrücken, wenn nicht die Schweißung selbst im Stumpfstoß (Abb. 10, 11) ein ganz neuartiges Mittel bieten

Abb. 10 und 11.
Anschluß eines Flacheisens an ein Knotenblech mittels Stumpfnaht.

würde, alle irgendwie gearteten Ablenkungen des Kraftflusses gänzlich zu vermeiden — vorausgesetzt, daß auch das Knotenblech zweckmäßig, etwa nach Abb. 10 geformt ist. Es ist daher in keiner Weise verwunderlich, daß bei allen bisherigen Versuchen die einfache Stumpfnaht bei sorgfältiger Ausführung die bei weitem besten Dauerfestigkeitswerte geliefert hat [2].

Der einzige stichhaltige Einwand gegen die Stumpfnaht ist der, daß sie (wohl wegen ihrer geringeren Länge und größeren Dicke) gegen Ausführungsfehler auch kleineren Ausmaßes, also Poren, Schlackeneinschlüsse, Unebenheiten der Oberfläche usw., empfindlicher ist als die Kehlnaht. Die Behebung dieser heute wohl noch nicht mit absoluter Gewißheit zu vermeidenden Mängel ist aber Aufgabe der Schweißtechnik; vom Standpunkt des konstruktiven Ingenieurbaues ist die Stumpfnaht als die beste, wahrscheinlich sogar als die einzige überhaupt brauchbare Verbindung in stark dynamisch belasteten Fachwerken anzusehen.

Ein zweiter häufig zu hörender Einwand, daß nämlich Kehlnähte rein konstruktiv nicht zu entbehren seien, ist nicht stichhaltig. Wenn sich der Konstrukteur das vorstehende Urteil über Stumpfnähte zu eigen macht, so muß er folgerichtig auch dazu kommen, unter vollständiger Abkehr von dem gewohnten Bild eines genieteten Knotenpunktes neue Stab- und Knotenpunktsformen zu entwickeln, die die alleinige Anwendung stumpf geschweißter Anschlüsse gestatten. Dabei sind im wesentlichen drei Dinge ins Auge zu fassen: der Anschluß der Knotenbleche an die Gurte, der der Füllungsstäbe an die Knotenbleche und schließlich die Stöße der Gurtstäbe. Die letzteren bereiten schweißtechnisch kaum grundsätzliche Schwierigkeiten, so daß sich die folgenden Ausführungen auf die beiden zuerst genannten Punkte beschränken können.

III. System der Hauptträger; Nebenspannungen.

Für die Hauptträger genieteter Eisenbahnbrücken mittlerer Stützweite hat sich eine Art „Normaltyp" [3] herausgebildet: der Umriß ist trapezförmig, die Füllungsstäbe sind abwechselnd steigende und fallende Streben; meist sind Zwischenpfosten vorhanden (vgl. Abb. 19); die Gurte sind meist zweiwandig, die Füllungsstäbe haben I-förmigen Querschnitt, am einfachsten in Form von Breitflanschträgern mit oder ohne Verstärkungsplatten. Gegen das System des Trapezträgers ist auch unter schweißtechnischen Gesichtspunkten kaum etwas einzuwenden. Die Zwischenpfosten wirken allerdings im Sinne einer Vergrößerung der Nebenspannungen und es wurde schon wiederholt behauptet, daß Schweißverbindungen gegen Nebenspannungen empfindlicher seien als Nietverbindungen; ein Beweis für die Ansicht fehlt jedoch bis jetzt. Es scheint hier mehr oder weniger klar die Befürchtung eine Rolle zu spielen, daß durch die Rücksicht auf die Nebenspannungen die angestrebte Heraufsetzung der vorschriftsmäßig zugelassenen Beanspruchungen auf $\varrho_{zul} = \sigma_{zul}$ verhindert werden könnte. Warum aber gerade bei den Schweißverbindungen die Nebenspannungen bei der Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen nochmals gesondert berücksichtigt werden müssen, ist nicht einzusehen. Darauf, daß zwischen Nebenspannung und zulässiger Beanspruchung kein ursächlicher Zusammenhang besteht, hat vor allem Bleich [4] hingewiesen, der die einzige konstruktive Bedeutung der Nebenspannungen darin erblickt, daß sie das Lockerwerden der Niete fördern könnten. Bei Schweißverbindungen wäre die Bedeutung der Nebenspannungen danach eher noch geringer als bei Nietverbindungen; Voraussetzung für eine solche Einstellung sind natürlich Schweißungen mit Eigenschaften, die denen des Mutterwerkstoffes möglichst nahe kommen.

IV. Die Knotenbleche.

Die Knotenbleche werden bei Nietkonstruktionen in der Regel neben die Stege der (zweiwandigen) Gurte gelegt. Werden sie, vor allem bei einwandigen Gurten, in die Stege eingesetzt, so sollen die Gurtstege über die Knotenbleche hinweg gesondert verlascht werden. Man geht also davon aus, daß den Knotenblechen, die dem Ausgleich der Spannungen innerhalb des Knotenpunktes dienen, nicht noch andere Aufgaben zugemutet werden dürfen. Dieser Gesichtspunkt gilt in mindestens dem gleichen Maße auch für

[2] Graf, O.: Über die Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen, Stahlbau (1933) S. 81, 89.

[3] Gottfeldt, H.: Der Trapezträger als Typ der Eisenbahnbrücke mittlerer Stützweite, Bauingenieur (1928) S. 774.

[4] Fußnote 1, S. 486.

Schweißkonstruktionen. Ein Nebeneinander von Blech und Steg oder von Blech und Laschen ist allerdings schweißtechnisch schlecht; mehrere flach aufeinanderliegende Teile sind fast stets ein Zeichen schweißtechnisch mangelhafter Ausbildung. Man wird daher das Knotenblech in die Stegebene einfügen, die Stege aber nicht verlaschen, sondern das Knotenblech entsprechend dicker machen. Ein Anhaltspunkt für die erforderliche Mehrdicke läßt sich etwa durch den folgenden Gedankengang finden: ist der Steg dünn, so fließt in ihm nur ein geringer Kraftanteil, die Strebenkraft wird also überwiegen und die Kraftlinien werden stark nach dem Rande des Bleches abgedrängt werden (Abb. 12); dann sollte das Knotenblech mindestens doppelt so dick wie der Steg sein; mit zunehmender Stegdicke wird sich das Bild der Kraftlinien mehr dem in Abb. 13 dargestellten nähern; dann genügt vielleicht eine Mehr-

Abb. 12. Abb. 13.

Abb. 12 u. 13. Verlauf der Kraftlinien im Knotenblech in Abhängigkeit von der Dicke des Gurtsteges (schematisch).

dicke von 10 bis herab zu 5 mm. Da ein zu starker Sprung in den Blechdicken wegen der erforderlichen flachen Abschrägung des dickeren Bleches nicht gut ist, sollte man schon deswegen den Steg möglichst dick machen, in Übereinstimmung mit der Forderung, daß ein möglichst großer Teil des Stabquerschnittes in der Anschlußebene liegen soll. Daß es wahrscheinlich zweckmäßig sein wird, die Knotenbleche auszurunden, wurde schon im Zusammenhang mit Abb. 10 erwähnt. Knotenblechansätze an durchgehendem Steg sind nicht zweckmäßig, da sie keine Verdickung des Steges ge-

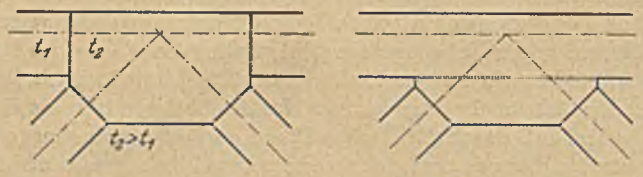


Abb. 14. Abb. 15.

Abb. 14 und 15 Vergleich der Nahtlängen bei eingesetztem und bei angesetztem Knotenblech.

statten und da überdies die lange waagerechte Naht mehr Schweißgut erfordert als die zwei kurzen senkrechten Stoßnähte (Abb. 14 bis 15).

V. Die Gurte.

Der doppelwandige Gurt ist in geschweißter Ausführung bei kleinen und mittleren Fachwerkbrücken nicht günstig, weil die inneren Nähte, zumal im Bereich der Knotenpunkte, schlecht zugänglich sind. Der einwandige T-Querschnitt erfordert überdies nur halb so viel durchgehende Nähte und keine Querverbindungen. Der ebenfalls einwandige I-Querschnitt benötigte wieder mehr Nähte; außerdem muß der untere Flansch am Knotenpunkt geschlitzt werden. Die für Druckstäbe theoretisch etwas günstigere I- oder ⊓-Form wirkt sich in der Regel nicht in einer Gewichtsersparnis aus, zeigt sich vielmehr nur darin, daß das Trägheitsmoment für eine der beiden Achsen unnötig groß ist, während man beim T-Querschnitt beide Trägheitsmomente gleich groß machen wird. Nimmt man für das Verhältnis der freien Länge zur Dicke bei beiden Flacheisen des T-Querschnittes den gleichen Wert ζ an, der mit Rücksicht auf die Ausbeulgefahr der freien Kanten nach Bleich[5] nicht größer als $2{,}22\sqrt{\lambda} - 2{,}15$, nach Schaper[6] nicht größer als 15 sein soll, so ergibt sich aus der Bedingung $J_x = J_y$ für das Verhältnis h : b in genügender Näherung der feste Wert 0,649, und die Breite b kann für $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm², Werkstoff St 37 und Schlankheitsgrade unter 100 aus der Gleichung

$$(1) \quad b = \sqrt{0{,}775\, S \cdot \zeta + 12{,}72\, s_k^2} \qquad (b \text{ in mm, } S \text{ in t, } s_k \text{ in m})$$

berechnet werden[7]. Damit sind alle vier Abmessungen des T-Querschnittes ohne Proberechnungen gefunden. (vgl. Abb. 18 oben links).

VI. Streben in I-Form.

Für den Anschluß der Streben in der gewohnten I-Form bestehen die in Abb. 16 u. 17 dargestellten Möglichkeiten. Zu beachten ist, daß bei einem Breitflanschträger rd. 75% des Stabquer-

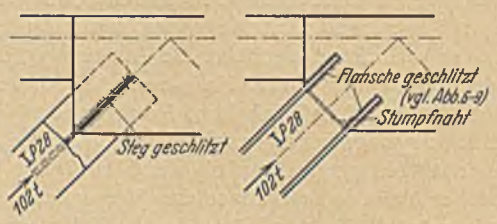


Abb. 16 Abb. 17.

Abb. 16 u. 17. Anschlußmöglichkeiten eines Breitflanschträgers an ein Knotenblech.

schnittes auf die Flansche entfallen und nur 25% auf den Steg. In Abb. 16 enden somit drei Viertel der Stabkraft frei in der Luft, in Abb. 17 muß die Kraftebene für den gleichen Kraftanteil um 90° gedreht werden. Hierfür gelten also die Ausführungen zu Abb. 3 bzw. 6. Beim I-Querschnitt liegen die Dinge wahrscheinlich sogar noch schlimmer als beim Flacheisen: die Kraftlinien der Flansche werden dem Loch am Beginn des Schlitzes dadurch auszuweichen versuchen, daß sie teilweise in den Steg abfließen; dort überlasten sie die Stumpfnaht zwischen Steg und Knotenblech, die sowieso wegen der Ausrundungen des Walzträgers und wegen der Endkrater nur eine wirksame Länge von etwa drei Vierteln der Trägerhöhe hat. Diese Naht wird also zu allererst reißen und die Kehlnähte werden folgen. Bei Druckstäben wird man auf den Anschluß des Steges vielleicht am besten ganz verzichten und auch sonst sind noch kleine Verbesserungen des von anderer Seite vorgeschlagenen Anschlusses nach Abb. 17 denkbar; seine grundsätzlichen Mängel lassen sich aber nicht beheben. Das läßt sich nur erreichen, wenn man zu zusammengesetzten Querschnitten übergeht. Die Kosten der dann erforderlichen Längsnähte werden mehr oder weniger durch den Fortfall der Überpreise ausgeglichen sowie dadurch, daß man sich der vorhandenen Stabkraft schärfer anpassen kann. Vor allem kann man auch von der durch die BE gegebenen Möglichkeit Gebrauch machen, für Knicken in der Trägerebene mit einer geringeren Knicklänge zu rechnen. Der P-Träger nach Abb. 17 hat gerade für die kürzere Knicklänge ein viel zu großes Trägheitsmoment (J_x = rd. 3 J_y); das ist auch hinsichtlich der Nebenspannungen ungünstig; Gehler[8] fordert, daß das Trägheitsmoment der Streben nur ein Zwanzigstel von dem der Gurte betragen soll, ein Wert, der allerdings nur schwer zu erreichen sein wird.

VII. Streben in +-Form (neuer Vorschlag).

Man kann für die Streben etwa ein Flacheisen als Grundquerschnitt wählen, das stumpf gegen das Knotenblech stößt und den größten Teil der Stabkraft aufzunehmen vermag (Abb. 19). Zugstäbe werden durch zwei leichte Rippen ausgesteift; als Anhaltspunkt für die Bemessung der Rippen kann man die Einhaltung eines bestimmten Schlankheitsgrades — etwa $\lambda = 250 \div 300$ — auch für Zugstäbe vorschreiben. Die Rippen werden selbstverständlich als

[5] Fußnote 1, S. 236.

[6] Schaper, G.: Grundlagen des Stahlbaues, Berlin 1933, S. 162.

[7] Gottfeldt, H.: Zur Bemessung geschweißter Stahlbauquerschnitte, Die Elektroschweißung (1934).

[8] Niederschrift über die Sitzung der Arbeitsgruppe I der D. G. f. B. (Fachgruppe konstruktiver Ingenieurbau) am 17. Januar 1933, S. 4.

tragend mitgerechnet und stoßen stumpf gegen Rippen des Knotenbleches. Letztere hören nicht auf, sobald die zum Anschluß erforderliche Länge erreicht ist, sondern werden, gleichzeitig als Aussteifung des Knotenbleches, soweit wie irgend möglich geführt; der Anschluß der Rippen des Stabes ist also ebenfalls als reiner Stumpfstoß zu werten. Um die Hauptnaht unbehindert herstellen zu können, soll in die Rippen ein Paßstück eingefügt werden, das erst nach Schweißung der Hauptnaht eingesetzt wird. Die Endkrater der Stumpfnähte können nach einem Vorschlag von Schmuckler[9] unschädlich gemacht werden, indem in der Verlängerung der Nähte an die Flacheisen kleine Messingplatten angeklemmt werden, auf die die Nähte hinausgezogen werden; die überstehenden Endkrater werden abgemeißelt. (Abb. 18). Druckstreben erhalten den gleichen Kreuzquerschnitt wie die Zugstreben, jedoch mit dem erforderlichen Trägheitsmoment entsprechenden breiteren Rippen. An den Stabenden werden die Rippen bis auf die Höhe der Rippen des Knotenbleches abgeschrägt, so daß auch hier der größte Teil der Stabkraft durch das Hauptflacheisen fließt; der Anschluß kann dann genau so gestaltet werden wie beim Zugstab.

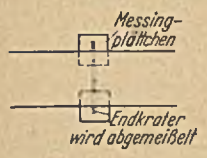


Abb. 18. Unschädlichmachen der Endkrater einer Stumpfnaht.

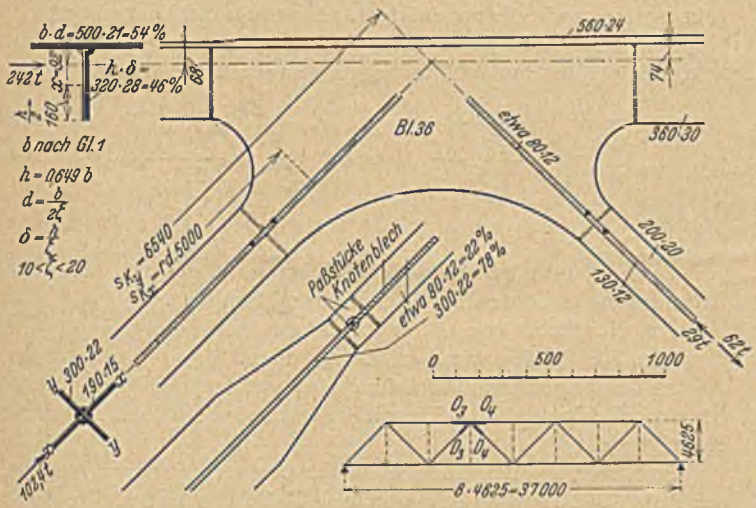


Abb. 19. Vorschlag für die Ausbildung eines geschweißten Brückenknotens. Keine plötzliche Kraftablenkung, keine Überkopfnaht, keine unnötig große Steifigkeit der Stäbe, gute Ausnutzung von $\sigma_{zul.}$ Voraussetzung: Stumpfnaht dem Mutterwerkstoff gleichwertig.

[9] Schmuckler, H.: Zwei konstruktive Schweißaufgaben der D. G. f. B. Die Elektroschweißung (1934).

Auf die Berechnung der Nähte wird absichtlich nicht näher eingegangen, da in dieser Frage zur Zeit noch alles im Fluß ist. Die vorstehenden Ausführungen sollten keine werkstattfertigen Konstruktionen zum Ergebnis haben, sondern einen kleinen Beitrag zu den konstruktiven Grundfragen geschweißter Fachwerkbrücken liefern. Die vorgeschlagenen Stabformen lassen jede Möglichkeit zur Verstärkung der Stumpfnähte durch Laschen, Pufferstäbe, schräge oder keilförmige Lage der Naht offen. Zu hoffen bleibt jedoch, daß Versuchsergebnisse und Vorschriften uns über kurz oder lang gestatten werden, die einfache Stumpfnaht ohne alle Zusätze als absolut vollwertige Verbindung zu betrachten.

VII. Beispiel.

In Abb. 19 ist ein nach den vorstehenden Grundsätzen durchgebildeter Knotenpunkt einer Fachwerkbrücke von $8 \cdot 4{,}625 = 37{,}0$ m Stützweite dargestellt[10]; der Anschluß des Querträgers bzw. des Zwischenpfostens wurde als für das hier behandelte Thema unwesentlich fortgelassen; die hiermit in Zusammenhang stehende Ausbildung der Rippenenden wurde daher ebenfalls offen gelassen. Als Beispiel sei kurz die Berechnung der Stäbe O_3 und D_3 wiedergegeben.

Stab O_3: $S = -242$ t $\quad s_k = 4{,}625$ m $\quad$ Gewählt: $\zeta = 12$.

Nach Gl. (1): $b = \sqrt{0{,}775 \cdot 242 \cdot 12 + 12{,}72 \cdot 4{,}625^2}$
$= \sqrt{2520} = 502 =$ rd. 500 mm;

also: $d = \frac{502}{2 \cdot 12} =$ rd. 21 mm, $h = 0{,}649 \cdot 502 = 326 =$ rd. 320 mm, $\delta = \frac{326}{12} =$ rd 28 mm. Die Nachrechnung ergibt: $F = 194{,}6$ cm², $x = 9{,}21$ cm, $J_x = 21\,650$ cm⁴, $J_y = 21\,850$ cm⁴, $i_{min} = 10{,}53$ cm, $\lambda = 43{,}9$, $\omega = 1{,}125$, $\sigma = 1{,}4$ t/cm². Bei dem ausgeführten genieteten Vergleichspunkt ist ω etwa 3% kleiner; das hieraus folgende Mehrgewicht des T-Querschnittes wird durch den Fortfall der Querverbindungen reichlich ausgeglichen.

Stab D_3: $S = -102{,}4$ t, $s_{k_x} =$ rd. 5,0 m, $s_{k_y} = 6{,}54$ m.

Für den in Abb. 19 angegebenen Querschnitt ist: $F = 123$ cm², $J_x = 4950$ cm⁴, $i_x = 6{,}35$ cm, $\lambda_x = 79$, $J_y = 8150$ cm⁴, $i_y = 8{,}15$ cm, $\lambda_y = 80$, $\omega = 1{,}59$, $\sigma = 1{,}32$ t/cm².

Als Walzquerschnitt wäre das um 17% schwerere IP 28 erforderlich, mit $F = 144$ cm², $J_x = 20\,720$ cm⁴ (!), $J_y = 7320$ cm⁴, $i_y = 7{,}14$ cm, $\omega = 1{,}94$. Das Verhältnis der Trägheitsmomente von O_3 und D_3 ist in Abb. 19 etwa 4,4; bei Wahl des IP 28 wäre es rund Eins. Schließlich werde noch darauf hingewiesen, daß in Abb. 19 keine Überkopfnähte vorkommen.

[10] System und Stabkräfte nach der in der Arbeitsgruppe I der D. G. f. B. (Fachgruppe konstruktiver Ingenieurbau) behandelten Aufgabe.

DER „ANGEMESSENE" PREIS BEI AUSSCHREIBUNGEN.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf.

Mancherlei Betrachtungen sind in den letzten Jahren angestellt, um die subjektive gefühlsmäßige Beurteilung von Submissionsergebnissen, besonders von öffentlichen Ausschreibungen durch objektive Auswertung, gewissermaßen durch „Messung" zu ersetzen. Daß die Mathematik wertvolle Hilfsmittel hierzu liefert, beweisen die verschiedenen bisherigen Vorschläge auf mathematischer Basis.

Im folgenden soll ein weiteres einfaches Verfahren, das zur objektiven Beurteilung des angemessenen Preises wesentlich beiträgt, angegeben werden.

Bei jeder Ausschreibung gibt es Anbieter und Angebote. Beide Faktoren müssen bewertet werden. Es bedeutet ein nur teilweises Eingehen auf das Wesen einer Submission, wenn bei einer Auswertung, einerlei auf welcher Grundlage, der erste Gesichtspunkt vernachlässigt wird.

Wir teilen daher zunächst jedem Anbieter eine Wertzahl zu, die sich nach der Größe seines Unternehmens, nach seiner Beurteilung in rein konstruktiver Hinsicht, seiner Leistungsfähigkeit auf finanziellem und arbeitstechnischem Gebiet und schließlich nach seinem allgemeinen Ruf richtet. Einwände hiergegen, dies sei bereits eine Schwierigkeit, die die praktische Anwendung des Verfahrens von vornherein illusorisch mache, sind hinfällig. Diese Klassifizierung der Unternehmer erfolgt stets durch die ausschreibenden Stellen bei der Vergebung mehr oder weniger bewußt.

Niemand darf sich hierdurch verletzt fühlen. Die Bewertung geschieht ja nur in rein mathematischem Sinne, um die Analyse des Submissionsergebnisses zum Nutzen für alle Submittenten entsprechend verfeinern zu können. Es ist doch klar, daß ein kleines Unternehmen mit verhältnismäßig kleinen Unkosten billiger anbieten kann, wie eine Weltfirma. Es leuchtet ferner ein, daß man diese billigeren Angebote nicht unberücksichtigt lassen darf; ebenso wenig darf man aber höher liegende Angebote bedeutender

Firmen einfach des höheren Preises wegen ausscheiden. Diese Firmen haben vielmehr genau die gleiche Berechtigung auf Zuschlagserteilung trotz ihrer scheinbar zunächst höheren Preise. Nicht nur ist Qualitätsarbeit an und für sich teurer, man muß auch — hiervon ganz abgesehen — berücksichtigen, daß große Firmen zwar höhere Unkosten haben, aber auch relativ mehr Personal beschäftigen wie kleine Unternehmer und demnach volkswirtschaftlich zum mindesten die gleiche Berücksichtigung wie jene verdienen, von anderen Gründen ganz zu schweigen.

Man muß also, um diese unwiderlegbaren und nicht auszuschaltenden Gesichtspunkte in unser Verfahren einzubeziehen, die einzelnen Anbieter mit Wertzahlen versehen, wobei natürlich Gruppen gebildet werden können. Wenige Klassen genügen.

Der zweite Faktor ist das Angebot, genauer ausgedrückt die Angebotssumme. Daß alle Forderungen zunächst, soweit erforderlich, auf eine gemeinsame Basis gebracht werden müssen, ist selbstverständlich, desgl. die vorherige Beseitigung etwaiger Angebotsfehler.

Wir tragen nun das Submissionsergebnis in der Weise auf, daß wir als Abszissen die Wertzahlen der n-Anbieter und als Ordinaten die n-Angebotssummen wählen. Nennen wir erstere $w_1, w_2 \ldots w_n$ und letztere $p_1, p_2 \ldots p_n$ so liegt der Mittelpunkt der w-Werte auf der x-Achse in der Entfernung $w_m = \frac{\sum_1^n w}{n}$ vom Nullpunkt und der Mittelpunkt der auf die y-Achse projizierten p-Werte hat von der x-Achse den Abstand $p_m = \frac{\sum_1^n p}{n}$. Der durch die Koordinaten w_m und p_m festgelegte Punkt soll S_1 heißen, wobei w_m und p_m nichts anderes als die arithmetischen Mittel aller Wertzahlen und Angebote sind.

Die n-Punkte mit den Koordinaten w und p bilden nun einen sog. Punkthaufen, der sich durch ein unregelmäßiges Vieleck, dessen Ecken Punkte des Punkthaufens sind, begrenzen läßt. Dieses Vieleck stellt also gewissermaßen das zusammengefaßte e r g ä n z t e Submissionsergebnis für alle zwischen dem tiefsten und höchsten Submissionspreis liegenden möglichen Angebote dar, und zwar in den verschiedensten Kombinationen zwischen Unternehmerwertzahl, soweit solche vorliegen, und Angebotspreis.

Der Schwerpunkt S_2 dieses Vielecks verkörpert somit das „konzentrierte absolute angemessene Angebot".

Dem Umstand nun, daß nur eine begrenzte Zahl von Angeboten eingegangen ist, wird dadurch Rechnung getragen, daß der die Koordinaten w_m und p_m besitzende Punkt S_1 des wirklich vorliegenden Angebotspunkthaufens zur Ermittlung des „r e l a t i v e n angemessenen Preises" für die ausgeschriebene Arbeit dadurch mit herangezogen wird, daß der Schwerpunkt der Verbindungsgraden S_1S_2, den wir A_1 nennen wollen, durch seine Ko-

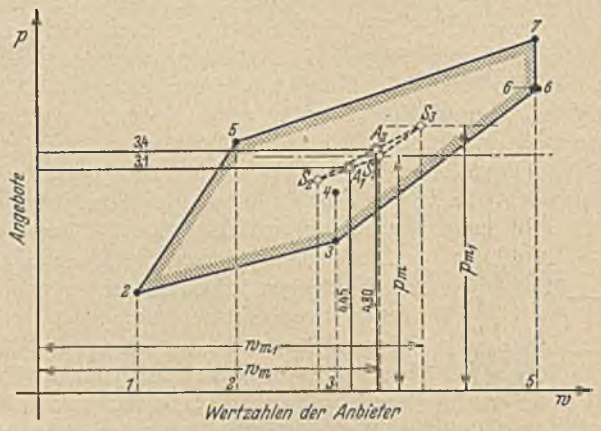


Abb. 1. Angebotspunkthaufen zur Auswertung von Submissionsergebnissen.

ordinaten diesen für den vorliegenden Fall angemessenen Angebotspreis sowie die zugehörige Anbieterwertzahl geben soll.

Man kann noch einen Schritt weiter gehen und einen dritten ausgezeichneten Punkt S_3 festlegen, der die Koordinaten

$$w_{m_1} = \frac{\sum_1^n p \cdot w}{\sum_1^n p} \quad \text{und} \quad p_{m_1} = \frac{\sum_1^n w \cdot p}{\sum_1^n w}$$

besitzt.

Dieser Punkt ist somit der Schwerpunkt des aus den vorliegenden n-Angeboten bestehenden Punkthaufens.

An die Stelle von A_1 tritt alsdann der Schwerpunkt des Dreiecks $S_1S_2S_3$, den wir A_2 nennen wollen.

In der beigefügten Abbildung sind vorstehende Verhältnisse für ein beliebig gewähltes Beispiel aufgetragen. Eine Erläuterung erübrigt sich.

Selbstverständlich kann man darüber verschiedener Ansicht sein, ob überhaupt und in welchem Maße das mitgeteilte Verfahren bei den ausschreibenden Stellen Beachtung und Gegenliebe findet; dies ändert aber nichts an der Tatsache, daß es sich bei diesem Gedankengang um einen zweifellos beschreitbaren einfachen Weg zur größtenteils objektiven Auswertung von Submissionsergebnissen handelt.

DIE BAUTÄTIGKEIT IN DEN VEREINIGTEN STAATEN 1933.

Bericht[1] *von Prof. Dr.-Ing. v. Gruenewaldt, Danzig.*

Das Jahr 1933 ist für das Bauwesen in den Vereinigten Staaten ein Jahr der Vorbereitung, der Hoffnung, nicht der Erfüllung gewesen. — Der Zustand beim Antritt der Roosevelt-Regierung ist bekannt: 18 000 000 Arbeitslose, Zusammenbruch der Banken, Tiefststand auf allen Gebieten des wirtschaftlichen Lebens, aber auch Hoffnung auf Besserung durch Maßnahmen von Roosevelt, dessen wirtschaftliche Ideen bekannt und von ihm z. T. schon in seiner Tätigkeit als Gouverneur von New-York verwirklicht waren. — Nach seinem Regierungsantritt setzte sofort eine fieberhafte Tätigkeit ein, die schon nach kurzer Zeit Früchte trug: der Optimismus der Amerikaner war geweckt worden, die Erzeugung, vor allem der Verbrauchsgüter, erfuhr eine kräftige Belebung, die Preise zogen an — es ist hier nicht der Ort, auf diese Fragen einzugehen[2].

Die nach außen hin sichtbarste Maßnahme war das Abgehen von der Goldwährung, die, wie beabsichtigt, eine allgemeine, wenn auch nicht gleichmäßige Preissteigerung zur Folge hatte.

Das für die gesamte Wirtschaft, darunter auch die Bauwirtschaft, wichtigste Gesetz, war das Gesetz zum Wiederaufbau der nationalen Arbeit[3] (N. I. R. A.—National Industrial Recovery Act) vom 16. Juni 1933, das im wesentlichen aus zwei Teilen bestand, deren erster einen Organisationsplan für die Industrie enthielt, deren zweiter die Verwendung von 3,3 Mrd. Dollar für öffentliche Arbeiten jeglicher Art vorsah. — Die Verknüpfung dieser zwei Fragen hat sich als Fehler erwiesen, da die Organisierung der Industrie zuerst so stark im Vordergrund stand, daß die Inangriffnahme der öffentlichen Arbeiten stark verzögert wurde. Hierbei wirkten noch zu starke Zentralisation, Schwerfälligkeit bei der Finanzierung, sonstige bürokratische Schwierigkeiten und vor

[1] In der Hauptsache nach Eng. News-Record (1934) Vol. 112, Nr. 6 vom 8. 2. 34.

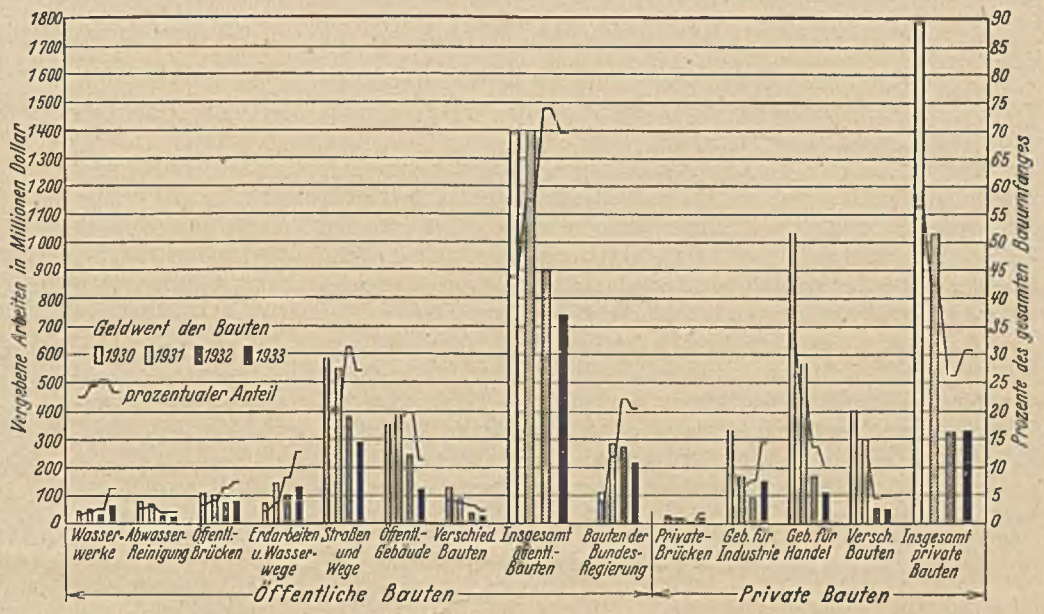
[2] Vgl. L i n d l e y: The Roosevelt Revolution.

[3] Vgl. Reichsarbeitsblatt (1934) Nr. 1.

allem auch das Fehlen geeigneter baureifer Entwürfe mit. Tatsächlich ist mit den Arbeiten nach diesem Plan (P. W. A. — Public Works Act) bis zum Jahresschluß kaum begonnen worden — statt der vorgesehenen 2 000 000 Arbeiter wurden bei diesen Arbeiten nur etwa 250 000 beschäftigt. — Immerhin waren zum Jahresschluß die Kredite nach diesem Plan verteilt, so daß für 1934 mit einer regeren Bautätigkeit zu rechnen ist.

Der Bauumfang im Jahre 1933 war noch geringer als im Jahre 1932 und zwar wurden nur 2,4 Milliarden Dollar verbaut, statt 2,8 im Vorjahr. Dabei war der Baukostenindex im Mittel des Jahres 1933 um rd. 20% höher als 1932, so daß der Rückgang in Wirklichkeit noch größer war, als es sich aus den genannten Geldaufwendungen ergibt.

Die Verteilung der Bauvorhaben auf die einzelnen Gruppen in den Jahren 1930—1933 geht aus der nebenstehenden Abbildung hervor. Im ganzen ist das Bild für 1933 dem für 1932 sehr ähnlich — erwähnenswert ist das, wenn auch sehr geringe, Ansteigen der privaten Bautätigkeit, das als gutes Zeichen gewertet werden kann. Für 1934 wird eine Ausgabe von 3,2 Milliarden Dollar für Bauzwecke erwartet, also eine Steigerung um ein Drittel. — In normalen Zeiten rechnete man mit 5—10 Milliarden Dollars jährlich.



Eine grundsätzlich wichtige Maßnahme ist die Errichtung der Tennessee Valley Authority, durch die ein großes Gebiet für einheitliche Planung in wirtschaftlicher und technischer Beziehung zusammengeschlossen ist: hier werden jetzt schon Staudämme, Hochspannungsleitungen u. a. m. gebaut, Stickstoffwerke sind vorgesehen; solche Zusammenschlüsse sollen auch in anderen Gebieten erfolgen.

Von in Ausführung begriffenen Bauten wären einige Siedlungen im Osten der Staaten zu nennen, z. T. aus 5—6 Stock hohen Gebäuden bestehend! — In Californien sind neue Bauvorschriften erlassen worden, um erdbebensicheres Bauen zu gewährleisten.

Die großen Brücken bei San Francisco, die „Golden-Gate" und die „Bay"-Brücke sind im Bau. Bei der letztgenannten Brücke soll die Gründung bis auf eine Tiefe von 67 m unter Mittelniederwasser hinuntergeführt werden. Gründungen auf 52 und 54 m Tiefe sind in diesem Jahre ausgeführt worden. Bemerkenswert im Brückenbau ist auch die Verwendung von Aluminium bei den Fahrbahnkonstruktionen. Besonders interessante Bauten sind im Jahre 1933 nicht vollendet worden.

Die Forschungsarbeit erstreckte sich vor allem auf die Untersuchung des Einflusses der chemischen Zusammensetzung des Zements auf die physikalischen Eigenschaften des Mörtels, mit dem Ziele, für verschiedene Zwecke auch verschiedene Zemente zu verwenden statt des sog. Standard Portland-Zements, der bisher für alles verwandt werden sollte.

Mit eingerütteltem Beton sind Versuche gemacht und geeignete Maschinen und Werkzeuge für seine einwandfreie Herstellung zu verschiedenen Zwecken gebaut worden.

Laboratoriumsversuche in sehr großem Maßstabe wurden mit Betonbögen auf schlanken elastischen Stützen durchgeführt. — Von besonderer Bedeutung sind die umfangreichen Versuche über die Knickfestigkeit von Eisenbeton— und Stahlkonstruktionen, die abgeschlossen sind und zur Aufstellung neuer Formeln geführt haben. — Wie nicht anders zu erwarten, ist ein Bericht über die Bau- und Forschungstätigkeit im Jahre 1933 nicht sehr inhaltsreich.

Die Arbeitslosigkeit im Baugewerbe ist noch immer sehr stark, viel stärker als in anderen Berufen. — Da die öffentlichen Arbeiten nach dem Gesetz vom 16. Juni 1933 nicht schnell genug in Gang kamen, wurde für den Winter ein Zusatzprogramm für Privatarbeiten geschaffen, für das 500 Millionen Dollar zur Verfügung gestellt wurden. Durch dieses Programm konnten tatsächlich im Lauf von fünf Wochen 4 Millionen Menschen in den Arbeitsprozeß eingegliedert werden, wenn auch zunächst nur zeitweilig. Im Februar 1934 betrug die Zahl der Arbeitslosen rd. 12 000 000 gegenüber rd. 18 000 000 im Jahre vorher.

Interessant ist, daß schon Ende März 1933, also gleich nach dem Regierungsantritt Roosevelts, eine Organisation geschaffen wurde, die unserem Freiwilligen Arbeitsdienst sehr ähnlich ist, und in der 250 000 junge Leute für Aufforstungsarbeiten verwandt werden.

Im Mittelpunkt des Interesses steht die Organisierung der gesamten Bauwirtschaft entsprechend den Vorschriften des National Industrial Recovery Act. Danach soll sich jede Industriegruppe selbst eine „Ordnung" (Code) schaffen, die nach Genehmigung durch den Präsidenten Gesetzeskraft erlangt. An die Ordnung der Gruppe schließen sich die Einzelordnungen der entsprechenden Industrien an.

Diese Ordnungen müssen Vorschriften über die Höchstarbeitszeit und über die Mindestlöhne enthalten. Sie sehen Koalitionsfreiheit der Unternehmer (Aufhebung des Antitrustgesetzes) und der Arbeiter vor, aber keinen Koalitionszwang. — Hierdurch werden zum ersten Male in den Vereinigten Staaten die Unternehmer gezwungen, mit der organisierten Arbeiterschaft zu verhandeln. Weiter müssen die Ordnungen unlauteren Wettbewerb ausschalten und für „fair competition" Sorge tragen.

Bringen die Industrien keine solchen Ordnungen zustande — es hat an vielen Stellen sehr starken Widerstand dagegen gegeben — so kann der Präsident sie von sich aus festsetzen, er kann auch gegebenenfalls einzelne Industrien für genehmigungspflichtig erklären. — Man sieht, die Vollmachten des Präsidenten sind außerordentlich groß, praktisch ist er Wirtschaftsdiktator. Diese Vollmachten sind ihm verfassungsgemäß vom Kongreß erteilt worden, nachdem der letztinstanzlich entscheidende höchste Gerichtshof die nationale Notlage festgestellt hatte.

Ein großer Teil der Industrien hat schon 1933 seine Ordnungen fertiggestellt, wobei die Höchstarbeitszeit zwischen 30 und 40 Stunden wöchentlich liegt (meist ist auch eine 5-Tage-Woche vorgesehen), nur bei Saisonbetrieben und bei außergewöhnlicher Belastung darf die Arbeitszeit bis zu 48 Stunden wöchentlich betragen, aber auch nur während eines beschränkten Zeitraums.

Besondere Schwierigkeit bereitet es, eine umfassende Ordnung für das gesamte Baugewerbe aufzustellen, erstens wegen der sehr großen Zahl von ganz verschiedenen Berufs- und Industriegruppen, die in ihm tätig sind [4], und zweitens wegen der sehr wechselnden Art der Arbeiterbeschaffung.

Am 31. Januar 1934 sind erst die Allgemeine Ordnung und die Ordnung für die Generalunternehmer vom Präsidenten unterschrieben worden; bis zur Fertigstellung der restlichen Ordnungen werden noch einige Monate vergehen.

Die Höchstarbeitszeit ist auf 40 Stunden in der Woche und auf acht Stunden täglich festgesetzt; in ganz wenigen Ausnahmefällen kann die Arbeitswoche auf 48 Stunden verlängert werden: abgelegene Baustelle, Einholen von wegen Wetterverhältnissen oder ähnlichem versäumter Arbeitszeit (aber nicht länger als während vier Wochen).

Der Mindestlohn für ungelernte Arbeiter beträgt 0.40 $ die Stunde, das Mindestgehalt für Büroangestellte 12—15 Dollars wöchentlich, je nach der Ortschaft.

Arbeiter unter 16 Jahren dürfen überhaupt nicht verwandt werden; bei gefährlichen und gesundheitsschädlichen Arbeiten ist das Mindestalter 18 Jahre. Hierzu ist zu bemerken, daß es in den Vereinigten Staaten bisher kein Gesetz zur Verhinderung von Kinderarbeit gab, und daß in manchen Industrien vor der Rooseveltschen Gesetzgebung grauenhafte Zustände herrschten.

Die Vorschriften über die Art der Angebotsabgabe und Vergebung enthalten für uns eigentlich Selbstverständliches, stellen aber für die Vereinigten Staaten ein Novum dar. — Die wichtigsten Bestimmungen hierüber sind: es sollen zu jeder Arbeit Bieter nur in beschränkter Zahl aufgefordert werden, die ihre wirtschaftliche und technische Befähigung, die verlangten Arbeiten auszuführen, nachweisen müssen.

[4] Bisher haben sich 21 Gruppen angeschlossen.

Die Angebotsunterlagen müssen klar und umfassend sein. Die Angebotspreise dürfen nach Öffnung der Angebote weder offen noch versteckt herabgesetzt werden.

Die ausschreibende Instanz ist nicht gehalten, die Arbeit an den Mindestbietenden oder überhaupt zu vergeben. Wird die Arbeit auf Grund einer Ausschreibung nicht vergeben, so darf eine neue Ausschreibung für die gleiche Arbeit erst nach 90 Tagen vorgenommen werden.

Alternative Angebote sind nur dann zuzulassen, wenn dieses Recht allen Bietern zugestanden wird.

Jegliche Vereinbarungen zwischen Bietern unter sich oder mit der ausschreibenden Instanz sind verboten.

Weitere Vorschriften regeln nebensächlichere Fragen.

Die Ordnungen enthalten die schon vorstehend angegebenen Vorschriften über Koalitionsrecht der Arbeiter usw. und sehen verschiedene Verwaltungs- und Schlichtungsausschüsse vor, in denen Unternehmer und Arbeiter als gleichberechtigte Partner vertreten sind.

Außerdem enthält die allgemeine Ordnung noch Bestimmungen über nationale und regionale „Planungs"ausschüsse, die vor allem für die Besserung der Verhältnisse zwischen Arbeitgebern und -nehmern zu sorgen haben.

Wie man sieht, bedeuten diese kurz skizzierten Maßnahmen in dem bisher ausgesprochen individualistischen Amerika eine ganz ungeheure Umwälzung, und es ist verständlich, daß nicht alle Kreise restlos zufrieden sind, da auch hier und da, besonders bei den Notstandsarbeiten, manche Fehler gemacht worden sind. — Im allgemeinen ist man aber mit den Maßnahmen der Regierung einverstanden in Erkenntnis des Grundsatzes, daß Gemeinnutz geht vor Eigennutz.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Bodenphysikalische Untersuchungen bei amerikanischen Bauten.

1. Baukontrolle bei der Ausführung von Erddämmen.

Der Bau von mehreren großen Erddämmen für die Wasserversorgung veranlaßte die Städtischen Wasserwerke von Los Angeles, ein Verfahren auszuarbeiten, das Gewähr gibt, den geeigneten Boden als Dammmaterial auszuwählen und einen standsicheren und möglichst wasserundurchlässigen Damm zu erhalten.

Für die Auswahl des Bodens galt zunächst ganz allgemein, daß er eine gute Kornverteilung haben mußte, daß feine Teilchen nicht fehlen durften, aber auch ein zu hoher Tongehalt zu vermeiden war. Die Standsicherheit erforderte, daß die Konsistenz (Steife) [1] des zusammengedrückten Bodens im Damm sich bei Sättigung durch das eindringende Wasser nur wenig ändern durfte, daß also die Erweichbarkeit begrenzt war. Der Boden sollte weiterhin so dicht gelagert sein, daß die Durchflußgeschwindigkeit des Wassers zu gering wurde, um feine Teilchen auszuwaschen.

Um diesen Forderungen zu genügen, standen 1. in der Wahl des Feuchtigkeitsgehaltes des Schüttmaterials und 2. in der Zusammendrückung durch Walzen zwei Mittel zur Verfügung, deren günstigste Wirkung durch vorherige Erforschung festgestellt wurde. Laufende Bodenuntersuchungen während des Baues kontrollierten die nach den Forschungsergebnissen festgesetzte Feuchtigkeit und Dichte des Schüttmaterials.

Die bodenphysikalischen Gesetzmäßigkeiten, die dem Verfahren zugrunde liegen, zeigt das nach amerikanischen Versuchen zusammengestellte Diagramm (Abb. 1). Es konnte festgestellt werden, daß sich tonig-sandige Böden bei gleichem Druck je nach dem Anfangsfeuchtigkeitsgehalt verschieden zusammendrücken, d. h. verdichten lassen (Kurve a, b). Das Porenvolumen (Kurve c) erreicht bei einem bestimmten Wassergehalt ein Minimum, eine Steigerung des Wasserzusatzes ergibt wieder größere Porenvolumen. Die Standsicherheit eines Dammes ist am größten, wenn der Boden den Feuchtigkeitsgehalt enthält, der nach dem Walzen das geringste Porenvolumen ergibt. Je geringer der Luftanteil des Porenvolumens wird (Kurve d), desto kleiner ist die Aufnahmefähigkeit des Bodens für Wasser, desto geringer ist der Unterschied in der Konsistenz (Steife-Zahl Kurve e) des Bodens im eingebrachten feuchten und gesättigten Endzustand, desto größer ist die Standsicherheit. Gleichzeitig nimmt die Durchlässigkeit und damit die Durchflußgeschwindigkeit mit dem Porenvolumen ab. Günstig als Dammaterial ist also ein stark verdichteter Boden, dessen Wassergehalt hoch ist. Volle Sättigung kommt praktisch für das Schüttmaterial nicht in Frage, da der Boden zu weich für das Walzen würde.

Die Untersuchung von Bodenproben fand auf der Baustelle und im Laboratorium statt; sie erstreckte sich auf die folgenden bodenphysikalischen Größen:

Das Raumgewicht wurde bei verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt nach genormter Methode bestimmt, indem die Probe in drei Schichten in einen Zylinder von 10 cm ⌀ eingebracht und durch 25 Schläge mit einem Stampfer von 20 cm² Fläche, 2,5 kg Gewicht und 30 cm Fallhöhe gestampft wurde. Diese Lagerungsdichte entsprach angeblich der Walzenwirkung auf der Baustelle. Auf der Baustelle wurde das Raumgewicht des eingewalzten Bodens in der Weise ermittelt, daß man ein Bodenstück ausstach und wog. Das Loch wurde dann mit feinem, trockenen Sand gefüllt, dessen Raumgewicht bei loser Einfüllung bekannt war. Die Genauigkeit dieses Verfahrens wird mit 0,008 t/m³ angegeben.

Mit Trockengewicht ist der Gewichtsanteil der Kornmasse bezeichnet. Es ergab sich beim Trocknen der Probe im Ofen bei 133° C.

Der Feuchtigkeitsgehalt ist ausgedrückt in Gewichtsprozenten, bezogen auf das Trockengewicht. Die Proben enthielten bis zu 24% Wasser. Die Ermittlung ergibt sich aus dem Trockengewicht. Auf der Baustelle konnte der Feuchtigkeitsgehalt an Hand des Diagramms aus der Steife-Zahl bestimmt werden.

Das Stoffgewicht wurde durch Anwendung von Unterdruck, der die eingeschlossene Luft vollständig der getrockneten Probe entzog, genau bestimmt. Es betrug von 2,68—2,70 t/m³.

Folgendes Verfahren diente zur Bestimmung der Steife. Aus der Kraft, mit der eine Stange bei einer Eindringungsgeschwindigkeit von etwa 12,5 mm/sec in den

[1] Diese Eigenschaft des Bodens ist in dem Originalaufsatz mit „plasticity" bezeichnet. Gemeint ist aber nicht die Plastizität nach Atterberg, d. h. der Abstand der Rollgrenze von der Fließgrenze, angegeben in Prozenten Wassergehalt bezogen auf Trockensubstanz; deshalb wurde hier, um volle Klarheit zu erzielen, nicht der Ausdruck Plastizität, sondern das Wort „Steife" verwendet. Das Verfahren zur Ermittlung der „Steife-Zahl" ist nachstehend beschrieben.

Boden gedrückt werden konnte[2], ergab sich die „Steife-Zahl". Die Größenordnung war 0—700 at. Das Versinken der Räder eines Lastwagens entsprach einem Wert von 10,5 at, so daß als untere Grenze der Plastizität während der Ausführung bei doppelter Sicherheit gegen Einsinken 21 at galt. Material mit höherem Wert als 140 at war zu trocken und steif zum Walzen. Der günstigste Wert für die vorhandenen Walzengewichte lag bei 65 at. Das Verfahren bot außerdem den Vorteil, daß unter Benutzung eines im Laboratorium für die Bodenart hergestellten Diagramms der Feuchtigkeitsgehalt des Baumaterials auf der Baustelle aus der Steife-Zahl ermittelt werden konnte.

Die vollständige Verdrängung der Luft, d. h. gleichsam die Sättigung des Bodens mit Wasser war durch Walzendruck nicht erreichbar. Für verschieden feuchte Mischungen wurde der Wassergehalt, der zur

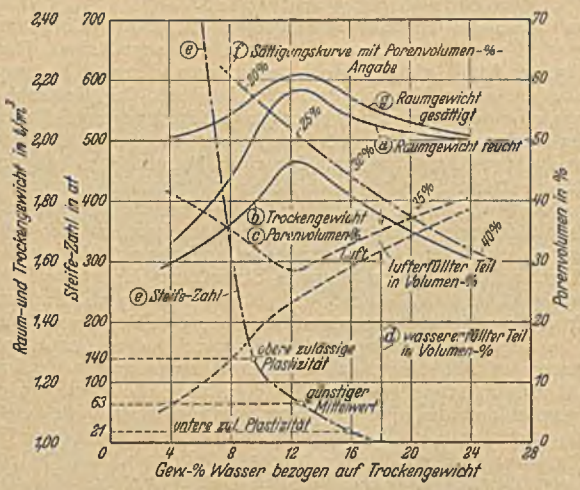


Abb. 1. Bodenphysikalische Werte eines sandigen Tonbodens mit verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt bei genormter Zusammendrückung (zusammengestellt aus ENR vom 7. September 1933).

vollständigen Luftverdrängung aus den Poren nötig war, aus dem Trockengewicht berechnet. Er ist in Abb. 1 zu dem jeweiligen Trockengewicht aufgetragen und ergibt die Sättigungskurve f. Das zugehörige Porenvolumen ist längs der Kurve angegeben. Durch Versuchsmessung wurde dieser Zustand bei Durchführung der Durchlässigkeitsversuche erreicht.

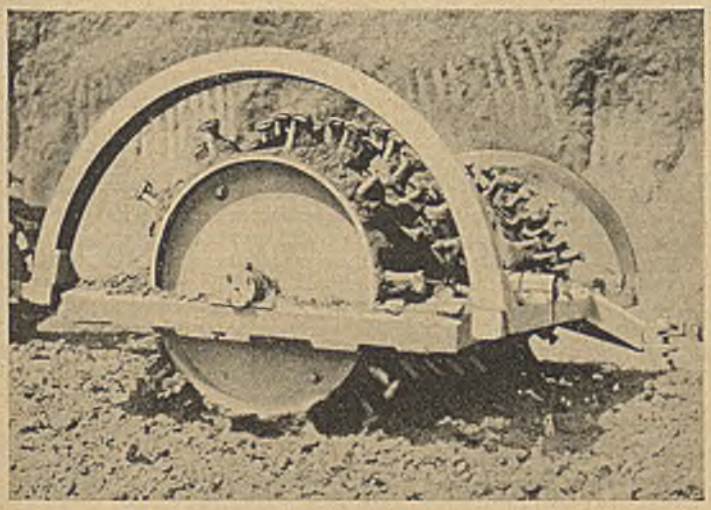


Abb. 2. Schwere Walze mit vorstehenden Zapfen.

Aus der Konsistenz der Probe bei Sättigung ließ sich das äußerste Erweichen des Dammes vorausbestimmen, wenn Sickerwasser ihn durchfließt. Ein Schwellen des Bodens trat bei Sättigung nicht ein.

[2] Eine ganze Reihe von ähnlichen Verfahren beruhen auf dem gleichen Grundgedanken, den Eindringungswiderstand eines spitzen Stabes in den Boden als Maß seiner „Steife" anzugeben: das alte Sondiereisen, der Bodenbelastungsapparat nach Stern (Kegelspitze), die schwedische Kegeldruckprobe (fallender Körper) nach Olsson, die Spülsonde von Terzaghi, der Bodenprüfer nach Mayer (Stock mit Meßfeder). Schließlich wirkt und mißt jede Pfahlprobebelastung in gleicher Weise. Auch hier gilt, wie bei allen Probebelastungen, daß die Kennziffern nicht eine Eigenschaft des Bodens schlechthin angeben, sondern nur für die angewendete Untersuchungsmethode und die Abmessungen des Prüfgerätes Geltung haben.

Die Durchflußgeschwindigkeit wurde nach Zusammendrückung des Bodens unter verschiedenem Wasserdruck in einem Zylinder von 20 cm ⌀ gemessen. Die Größenordnung war bei den benutzten Böden 0,0048—60,0 cm/Jahr. Die Durchflußgeschwindigkeit wurde beeinflußt durch die Zusammendrückbarkeit des Bodens. Eine gesetzmäßige Abhängigkeit von der Korngröße ließ sich nicht feststellen.

Für die sichere Ausführung der Dämme sah man es nach Feststellung des geeigneten Bodenmaterials als notwendig an, laufend zu kontrollieren a) daß der Feuchtigkeitsgehalt im Damm dem Wert entsprach, bei dem die Zusammendrückung ein geringes Porenvolumen ergab, b) daß die notwendige Zusammendrückung durch die Walzen erreicht wurde, c) daß die Konsistenz im feuchten und gesättigten Zustand sich möglichst wenig voneinander unterschied, und d) daß die Durchflußgeschwindigkeit ein zulässiges Maß nicht überschritt.

Die Kontrolle des Dammaterials ist von den Amerikanern beim Bau mehrerer großer Erddämme (u. a. Bouquet Canyon Damm Nr. 1, Material 2 700 000 m³, Höhe 66 m, Krone 15 m, Basis 380 m) mit Erfolg und geringen Unkosten durchgeführt worden. Beim Bau dieses Dammes wurden 145 Proben des Schüttmaterials an seiner Lagerstätte aus 109 Bohrlöchern von 40 cm ⌀, 3—15 m tief, entnommen und untersucht. Jede Probe gab ein Diagramm wie in Abb. 1. Daraus wurden der Feuchtigkeitsgehalt, bei dem die Probe das geringste Porenvolumen hat, und der Prozentsatz bei vollständiger Sättigung entnommen. Die Steife-Zahl für beide Fälle war dann zu bestimmen. Als untere Grenze gegen Einsinken der Fahrzeuge galt 21 at. Die Durchflußgeschwindigkeit sollte 9 cm/Jahr nicht überschreiten. Im vorliegenden Falle genügten die vorhandenen Walzen nicht, um die gewünschte Verdichtung des Bodens zu erreichen. Es wurden daher schwerere Walzen mit vorstehenden Zapfen gebaut, die den Boden bis 7,5 cm herunterkneteten bei einem Druck von 2,1 at an der Zapfen-Oberfläche (Abb. 2). Die Walzen fuhren 16mal über die einzelnen Schichten (Abb. 3).

Die Voruntersuchungen hatten gezeigt, daß der gewählte Boden bis auf einige Sandstellen den Anforderungen in bezug auf Zusammendrückbarkeit, Undurchlässigkeit und Standsicherheit entsprach. Der gewünschte Feuchtigkeitsgehalt wurde schon beim Aushub durch Wasserzusatz hergestellt und an Proben nachgeprüft. Dann erfolgte das Einwalzen und eine weitere Probeentnahme zur Prüfung der Dichte und Plastizität. Die Steife-Zahlen lagen zwischen 28 und 140 at. Parallel zu dieser Kontrolle auf der Baustelle liefen Untersuchungen im Laboratorium, bei denen für den endgültigen Druck die Durchflußgeschwindigkeit und die Steife-Zahl im gesättigten Zustand ermittelt wurde. Das Mittel aus 50 Versuchen ergab eine Durchflußgeschwindigkeit von 0,3 cm/Jahr.

Durch diese laufenden Untersuchungen konnten Abweichungen von der festgesetzten Norm sofort durch Wasserzusatz oder wiederholtes Walzen beseitigt werden. Die Kontrolle erforderte ein geringes Maß von Mehrarbeit, das aber z. T. dadurch ausgeglichen wurde, daß die Gleichmäßigkeit des Materials eine größere Leistung und Ausnutzung der Maschinen mit sich brachte.

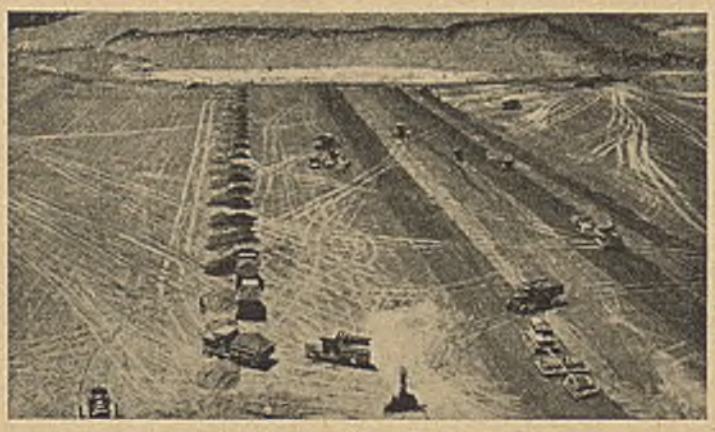


Abb. 3. Schüttung und Einwalzen des Bouquet-Erd-Dammes Nr. 1.

2. Bodenentnahme und -prüfung beim Bau der San Francisco-Oakland-Brücke.

Im Bauprogramm für die San Francisco-Oakland-Brücke waren eingehende Bodenuntersuchungen vorgesehen, da vorläufige Bohrungen in der Achse der neuen Brücke ergeben hatten, daß ein Teil der Pfeiler nicht bis auf den Fels heruntergeführt werden konnte. Der Fels stand erst bei etwa 90 m unter Gelände an, darüber lagen mächtige Tonschichten. Die Pfeiler mußten auf diesem Ton gegründet werden, dessen Verhalten unter Belastung und beim Ausschachten zu untersuchen war.

Die Notwendigkeit, Proben in ungestörter Lagerung zu bekommen, führte zur Konstruktion eines Entnahmegerätes, mit dem Proben aus Tiefen bis zu 83 m gewonnen wurden. Der Entnahmezylinder der Geräte hatte einen Durchmesser von 12,7 cm und 30 cm Länge. Das Verfahren ist in dieser Zeitschrift schon früher beschrieben (Bauing. [1933]

H. 7/8). Im Laboratorium der Universität von Kalifornien wurden die folgenden Versuche durchgeführt:

Raumgewichtsbestimmung: Das Raumgewicht wurde durch Eintauchen in Wasser ermittelt.

Feuchtigkeitsgehalt: Es konnte festgestellt werden, daß der Feuchtigkeitsgehalt mit der Tiefe abnimmt. In gleichen Tiefen enthält der Ton mit dem größeren Anteil an feinen Teilchen mehr Wasser.

Stoffgewicht: 2,65—2,72 t/m³.

Kornzusammensetzung: Die Kornverteilung wurde mittels Siebanalyse bestimmt. Die Trennung der feinen Teile bis zu 0,001 m erfolgte mit dem Hydrometer von Bouyoucos.

Plastizitätsgrenzen: Es ergab sich, daß die Schrumpfgrenze um so niedriger war, je höher der Feuchtigkeitsgehalt war.

Druckfestigkeit: Würfel von 5×5×5 cm und Zylinder wurden gedrückt. Parallelversuche wurden im Zylinder von 12,0 cm ⌀ bei verhinderter Seitenausdehnung vorgenommen.

Ödometerversuche: Zur Verfügung standen Apparate von 12 und 6 cm Durchmesser. Um gleichzeitig mehrere Versuche ausführen zu können, waren an Stelle der Hebelbelastung starke Federn angesetzt, die unter einer Druckpresse auf die verlangte Spannung festgestellt wurden.

Eine Auswertung der Versuchsergebnisse und die Bestimmung der voraussichtlichen Größe der Setzungen des Tons unter den Bauwerkslasten ist in dem Bericht nicht enthalten. (Nach Eng. News-Rec., Bd. 111, Nr. 9, 10, 12, 13 u. 14.)

Dr.-Ing. E. W. Goerner,
Erdbaulaboratorium
der Bergakademie
Freiberg, Sa.

Der Korrosionsschutz als Bauproblem[1].

Der „Verein Deutscher Ingenieure" brachte vor einiger Zeit einen beachtenswerten Bericht über das vorläufige Ergebnis von Dauer-Korrosionsversuchen, welche die Deutsche Reichsbahn auf ihren sechs über das ganze Reich verteilten Versuchsstationen in die Wege geleitet hat[2]. Für die Baupraxis von besonderem Interesse ist derjenige Teil des Berichts, welcher sich auf die Vorbereitung des Untergrundes bei Stahlkonstruktionen bezieht. Danach wäre es künftighin nicht mehr zu empfehlen, daß man Walzhaut und Hammerschlag vor Aufbringung des Grundanstrichs entfernt. Diese Überzüge haben sich als so außerordentlich korrosionsbeständig erwiesen, daß sie die Wirkung des Anstrichs nur fördern können. Sie müssen nur fest genug auf dem Eisen haften, damit sie sich nicht etwa nachträglich abschälen und samt der Filmhaut herunterplatzen. Die natürliche Walzhaut scheint vorstehendem Bericht zufolge einen eindeutigeren Schutz zu bieten als die mit künstlichen Mitteln (Phosphaten u. dgl.) erzeugten Oxydationsschichten, die in letzter Zeit den Gegenstand eingehender Erörterungen gebildet haben. Die oxydischen Metallüberzüge, gleichviel ob sie auf natürlichem oder künstlichem Wege entstehen, sind jedoch keinesfalls geeignet, den Grundanstrich zu ersetzen oder überflüssig zu machen, der bei den Eisenbauten der Reichsbahn nach wie vor aus reiner Bleimennige besteht. Eine so wertvolle Ergänzung des Anstrichs die Walzhaut auch bilden mag, es kommt ihr doch immer nur sekundäre Bedeutung zu, schon deshalb, weil sie niemals die ganze Metalloberfläche gleichmäßig erfaßt und sich infolgedessen in ihrer Wirksamkeit nicht einwandfrei kontrollieren läßt.

Erwähnung verdient ferner eine in vorstehendem Bericht enthaltene Mitteilung, derzufolge „eine dünne Flugrostschicht als Untergrund für den Anstrich keineswegs schädlich ist". Dieser Satz steht scheinbar im Widerspruch mit der bekannten Regel, daß jedem Anstrich eine mit peinlicher Sorgfalt durchgeführte Rostentfernung voranzugehen hat. Es ist in der Tat nicht ganz leicht, zu entscheiden, wann der „Flugrost", der sich bei größeren Arbeiten und feuchter Witterung leicht schon während des Entrostens bilden kann, in das gefährliche Stadium eintritt. Das beste Mittel, ihn unschädlich zu machen, dürfte wohl nach wie vor darin bestehen, daß man das Entrosten partienweise vornimmt und die rostfreien Teile sofort grundiert. Keinesfalls darf der Flugrost mit dem punktförmig verstreuten „Flächenrost" verwechselt werden, der gerade seines harmlosen Aussehens wegen doppelt gefährlich ist[3]. Der Flächenrost entsteht mit Vorliebe an größeren Eisenflächen, die unvorsichtigerweise zu lange ungeschützt geblieben sind, manchmal auch an der Oberfläche gealterter Anstriche. Da die anfangs unscheinbaren Punkte meist ziemlich rasch und tief in die Metallsubstanz hineinwachsen, ist eine durchgreifende Erneuerung des Anstrichs mit Sandstrahlapparat und Brennlampe das einzige Mittel, ihm beizukommen.

Die maschinelle Entrostung hat ungeachtet zahlreicher Vorzüge den Nachteil, daß sie das Eisen manchmal zu stark aufrauht. Da nun freiliegende Eisenspitzen und -kanten der Korrosion von neuem Vorschub leisten würden, darf der Gebläsedruck keinesfalls über das notwendige Maß hinaus gesteigert werden. Ein vorsichtiges Abschmirgeln der entrosteten Partien ist daher in jedem Falle zu empfehlen. Dagegen erübrigt sich ein Nachpolieren bis zur Spiegelblankheit schon deshalb, weil auf solch einer glatten Oberfläche kein Anstrich mehr haften würde.

Vielfach wird übersehen, daß man auch durch konstruktive Maßnahmen der Metallkorrosion bis zu einem gewissen Grade vorbeugen kann. „Auch der Konstrukteur kann zur Korrosionsbekämpfung beitragen" schreibt Dr. Erich Rabald in einem umfassenden Werk[4], „denn ihm fällt die Aufgabe zu, die Konstruktionsteile möglichst zugänglich zu gestalten, unnütze Spannungen auszuschalten und zwecklose Verzierungen zu vermeiden." So selbstverständlich diese Forderung klingt, so wird sie dennoch häufig (besonders beim Umbau veralteter Konstruktionen) außer acht gelassen. Wo irgend möglich, sollten daher schwer zugängliche oder zu vielgestaltige Konstruktionsteile nachträglich zugänglich gemacht und vereinfacht werden.

Das Studium der Rosterscheinungen hatte die Einführung der „Rostgrade" und „Rostklassen"[5], sowie der zugehörigen Rost- und Wetterkurven[6] im Gefolge, die ich bereits an anderer Stelle besprochen habe und die einen Versuch darstellen, die mit der Rostbildung zusammenhängenden Erscheinungen zahlenmäßig zu normen. Dabei wurde auch die Wirkung der das „Abkreiden" so sehr fördernden kurzwelligen Lichtstrahlen erwähnt. Die einschlägigen Forschungen haben zu der Erkenntnis geführt, daß sich Blei- und Eisenmennige gegen aktives Licht nicht etwa gleich, sondern gerade umgekehrt verhalten. Überläßt man die Bleimennige längere Zeit ohne Deckanstrich sich selbst, so „kreidet" sie zwar nicht, doch wird sie mißfarben und fahl, ein Vorgang, der wahrscheinlich auf eine teilweise Umsetzung ihrer oxydischen Bestandteile in kohlensaure bzw. schwefelsaure Bleiverbindungen unter Mitwirkung des Lichts zurückzuführen ist[7]. Die ausgewählt guten Sorten der Eisenrotfarben dagegen[8] erweisen sich gegen kurzwelliges Licht als derart widerstandsfähig, daß man ihre Verwendung in Mischung mit Bleiweiß, Eisenglimmer usw. im Deckanstrich mit gutem Gewissen empfehlen kann. Für Metallgrundierungen sind sie, wie bereits erwähnt, nicht zu gebrauchen, weil ihnen die Fähigkeit zur Bildung hornartig zäher und quellungsbeständiger Seifen und zur elektrochemischen Beeinflussung der Eisenoberfläche fehlt. Andererseits empfiehlt es sich keineswegs, die Bleimennigegrundierung einfach sich selbst zu überlassen, wie dies während der Krisenjahre aus angeblicher Sparsamkeit des öfteren geschehen ist. Obwohl der oben geschilderte Vorgang keine „Zersetzung" im eigentlichen Sinne des Wortes ist, kann der verhältnismäßig dünne Film einer einfachen Grundierung ohne nachfolgende Decken den Anforderungen einer stets wechselnden Witterung auf die Dauer eben doch nicht gewachsen sein.

Hier wäre noch zu erwähnen, daß die Möglichkeit einer elektrochemischen „Eisenpassivierung" bis in die jüngste Zeit hinein ernstlich bezweifelt worden ist. Nunmehr liegen von Maß und Liebreich[9] sowie neuerdings von Ragg und Riedemann[10] interessante Untersuchungsberichte vor, die beweisen, daß einige sauerstoffreiche Verbindungen tatsächlich auf der Eisenoberfläche beachtliche Potentialveränderungen hervorrufen können. Das Merkwürdigste aber ist, daß eines dieser Metalloxyde (Bleisuperoxyd) eine braune „Bedeckungsschicht" auf dem Eisen hervorbrachte, die deutliche Veränderungen der Metalloberfläche (Einfressungen, Rauheiten), aber keinerlei Rostansätze im Gefolge hatte. Diese „Bedeckungsschichten" sind allerdings nach dem Urteil ihrer Entdecker „nicht kohärent" und „von schwammiger, poröser Oberfläche", also das gerade Gegenteil von dem, was man von einer passivierenden Schutzschicht erwarten sollte. Man darf demgemäß auf ihr Vorhandensein keine Luftschlösser bauen, zumal ihre Entstehung in firnißhaltigen Anstreichmassen noch keineswegs erwiesen ist. Die außergewöhnliche Haftfestigkeit gealterter Bleimennigegrundierungen läßt immerhin die Vermutung offen, daß sich auch in ihnen solche „Bedeckungsschichten" bilden. Mit noch größerer Wahrscheinlichkeit läßt sich jedoch sagen, daß bei der Bleimennige weder die Verstärkung der Filmdecke durch Seifenbildung noch die sog. „Eisenpassivierung" als solche ausschlaggebend ist, sondern beide Funktionen in wechselseitiger Ergänzung ineinandergreifen.

Ein Riesendrehkran von 250 t Tragfähigkeit für Zwecke der amerikanischen Marine.

Für Zwecke der Marine der Vereinigten Staaten wurde jüngst in Bremerton, Washington, ein schwenkbarer Hammerkran von 250 t Tragfähigkeit errichtet. Beim Entwurf war die Forderung maßgebend

[1] Fortsetzung der Aufsätze im „Bauingenieur (1930) Nr. 39, (1931) Nr. 34, (1932) Nr. 7/8 und (1933) Nr. 17/18.

[2] VDI-Zeitschrift Bd. 77 Nr. 15 S. 385—392 (1933).

[3] Vgl. hierzu: „Zur Morphologie des Rostes". Mitt. a. d. Forschungslaboratorium der I. G. Farbenind. „Korrosion u. Metallschutz" (1930) Januarheft.

[4] Dr. Erich Rabald: „Werkstoffe und Korrosion". Verlag Otto Spamer, Leipzig.

[5] „Die Bautechnik" 11. Jg. Nr. 12.

[6] Daselbst; weiterhin in Nr. IV der gegenwärtigen Artikelfolge (Bauingenieur [1933] Nr. 17/18).

[7] Das Verblassen der Mennigeanstriche hat nicht zwangläufig eine Verringerung des Schutzwerts im Gefolge, solange der Film als solcher intakt bleibt.

[8] Zu bevorzugen sind feinkörnige, absolut säurefreie Marken mit einem Eisenoxydgehalt von mindestens 60%.

[9] Korrosion u. Metallschutz (1929), Heft 1.

[10] „Über die passivierende Wirkung von Bleipigmenten." Farbenztg. 37. Jg. Nr. 32/33.

von einem Festpunkt an Land schwerste Lasten (z. B. Geschützrohre) mit größter Genauigkeit in längsseits am Pier anlegende Kriegsschiffe einzubauen.

Der feste Unterteil des Kranes stützt sich auf vier Portalrahmen, die nach oben hin in eine achteckige Konstruktion übergehen. Auf einem achteckigen Kastenträger als oberen Abschluß des Kranturmes ruht der untere Kranzträger von 18,3 m Durchmesser 38 m über den Portalfußpunkten; auf ihm laufen die 80 Stahlrollen, die mit einem geschweißten oberen Kranzträger den drehbaren Ausleger stützen. Dieser hat eine vordere Ausladung von 58 m für die Laufkatzen, während die rückwärtige Ausladung von 36,5 m Länge das Maschinenhaus und das Gegengewicht aus Beton trägt. Die größte Nutzlast von 250 t, maximal 35 m ausgekragt, wird durch einen Balancier auf zwei Laufkatzen übertragen; eine weitere Laufkatze von 30 t Tragfähigkeit vermag in äußerster Stellung einen Arbeitsraum von 55 m Radius zu bestreichen. Außerdem sind noch

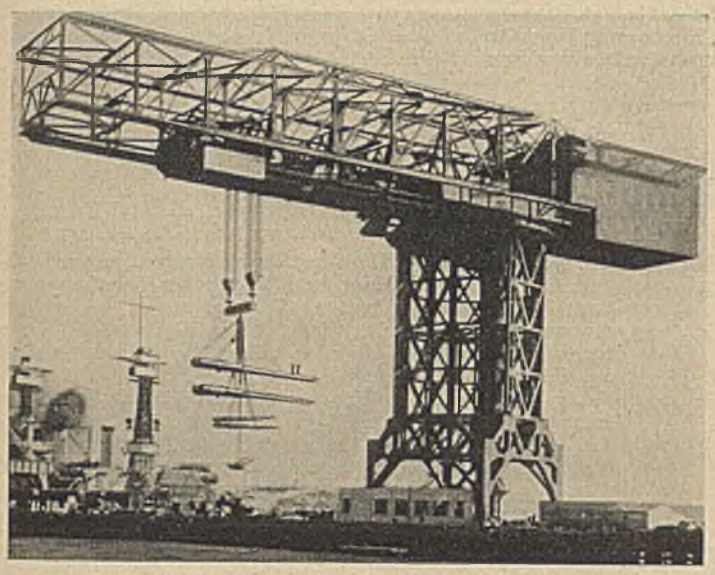


Abb. 1. Der neue Drehkran in Bremerton, Wash. (U. S. A.) während der Probebelastung durch eine Last von 315 t bei 35 m Ausladung.

verschiedene kleinere fahrbare Seilwinden von 5 t Nutzlast angeordnet, die sich auf seitlich der Auslegerhauptträger ausgekragten Laufbahnen bewegen.

Im unteren Geschoß des zweistöckigen Maschinenhauses auf dem rückwärtigen Auslegerarm befinden sich die Maschinen für Heben und Senken der Lasten; zum Schwenken des Auslegers sind zwei getrennte Maschinensätze vorgesehen. Alle Bewegungen werden von einem Beobachtungsstand auf dem vorderen Auslegerarm überwacht. Ein Aufzug und eine Treppe führen durch den festen Turmunterbau nach oben. In der Konstruktion wurden zusammengesetzte Profile zugunsten von Walzprofilen möglichst vermieden. Die Leistungsdaten betragen: Hubgeschwindigkeit 2,3 m/min für die 250 t Nutzlast, 0,5 m/min für die 30-t-Last; eine Umdrehung des Auslegers 6 min. Die Fundamente waren schon 1926 mit dem Bau des anliegenden Piers errichtet worden; da damals ein 350-t-Kran mit vier Stützpunkten, ähnlich einer schon bestehenden Ausführung, geplant war, mußte der Turmunterbau diesen vorhandenen Fundamenten angepaßt werden. Die acht Hauptstützen des Turmes haben H-Querschnitt.

Um die tatsächliche Kraftverteilung in den einzelnen Baugliedern des Kranturmes unter der Wirkung einer schweren Einzellast am Ausleger zu ermitteln, wurden im Versuchslaboratorium der Universität Bethlehem, Pa., Versuche an einem der Konstruktion genauestens nachgebildeten Modell und mit Belastungen, die der tatsächlichen Lastwirkung am fertigen Bauwerk entsprachen, angestellt. Das Modell wurde in $^1/_{24}$ der wirklichen Größe angefertigt. Es ergab sich, daß eine außermittig am Kopf des Kranturmes angreifende Last sich auf die einzelnen Stützen am Fußpunkt des Turmes entsprechend der Lage der Einzelstütze zum Lastangriffspunkt verteilte. Zunächst war beabsichtigt gewesen, als Ausfachung zwischen den Stützen gekreuzte Streben, auf Zug dimensioniert, zu verwenden. Die Modellversuche erwiesen jedoch, daß entgegen der gedachten Annahme in einzelnen Belastungsfällen beide Kreuzstreben Druckspannungen erhielten. Man entschloß sich daher endgültig zu einer K-förmigen Ausfachung.

Die einzelnen Bauglieder wurden in der Werkstatt mit allergrößter Sorgfalt vorbereitet. Die Anlieferung zur Baustelle erfolgte auf dem Schienen- und Wasserwege. Zum Zusammenbau wurde ein stählerner Montageturm von 46 m Höhe mit zwei Derrickkränen oben drauf verwendet, der auf den Piergleisen verfahren werden konnte. Alle Maschinen des Turmdrehkranes wurden auf der oberen Plattform des Montageturmes zusammengebaut. Für die unteren Portalrahmen wurde noch ein Lokomotivkran herangezogen. Nach Fertigstellung des Kranturmes wurde der Ausleger feldweise im freien Vorbau vorgestreckt, abwechselnd mit dem vorderen und hinteren Auslegerarm, wobei der jeweils im Anbau befindliche Arm dem Montageturm zugedreht wurde. Die Montage dauerte sechs Monate.

Die Probebelastung erfolgte unter genauer Beobachtung aller Formänderungen mit 125% der vorgesehenen Nutzlast in allen möglichen Arbeitsstellungen. Bei 315 t Probelast und 35 m Ausladung betrug die größte Durchbiegung des Lastpunktes 83 mm. Während der Kranturm unbelastet 4 mm rückwärts geneigt war, beugte er sich bei 250 t Nutzlast in 35 m Ausladung um 8,5 mm vor. (Nach „Eng. News-Rec.", Vol. 111, Nr. 24.) Dr.-Ing. C. J. Hoppe.

Eine Wasserleitung 120 m unter dem Meeresboden.

Der Stadt Vancouver wurde bis vor kurzem das nötige Wasser durch 16 Hauptrohre von 45 und 30 cm Durchmesser zugeführt, die den durch ein Flußdelta gebildeten Hafen an verschiedenen Stellen durchqueren. Bei der Kreuzungsstelle der ersten solchen Rohrleitung, die um das Jahr 1886 angelegt wurde, ist z. B. die Breite der Wasserfläche bei Ebbe 366 m, bei Flut fast 800 m. Das Fahrwasser ist in der Mitte 18,3 m tief. Der Tidestrom erlangt eine Geschwindigkeit bis 14,5 km in der Stunde. Die Wasserleitung war in den Teilen, wo sie nur bei Flut unter dem Wasserspiegel liegt, Beschädigung durch auf Grund auflaufende Schiffe, schleppende Anker u. dgl. ausgesetzt, und als im Jahre 1926 eine gemeinschaftliche Wasserversorgung für Groß-Vancouver, ein Gebilde mit 325 000 Einwohnern auf einer Fläche von 760 km², eingerichtet wurde, wollte man diese Gefahr und die dadurch mögliche Störung in der Versorgung der Bevölkerung mit Frischwasser beseitigen; man entschloß sich, im Zusammenhang mit Bauten zur Gewinnung größerer Wassermengen einen Tieftunnel in etwa 120 m unter dem Meeresspiegel zur Unterführung des Wassers unter der Hafeneinfahrt anzulegen. Ein etwa 5 km vom Hafen entferntes Staubecken sollte so erweitert werden, daß es täglich 160 000 m³ Wasser liefern kann, und wurde dabei so angelegt, daß es bis zu einer Tagesleistung von 750 000 m³ ausgebaut werden kann.

Bohrungen ergaben, daß erst etwa 300 m unter dem Wasserspiegel ein fester Granit ansteht. Darüber liegen Konglomerate, Sandstein, tonige und Schieferschichten verschiedener Härte und Beschaffenheit. Es standen verschiedene Stellen für die Anlage des Tunnels zur Erörterung, bei denen sich für diesen Längen von 600 m, 925 m und 1950 m ergaben. Rücksichten auf die Schiffahrt zwangen dazu, von der Stelle, wo der Tunnel am kürzesten geworden wäre, abzusehen und den 925 m langen Tunnel anzulegen. Als günstigste Tiefenlage ergaben die Bohrungen die schon erwähnte Tiefe von 120 m.

Als lichter Durchmesser des Tunnels wurde 2,3 m festgesetzt. An beiden Ende stehen auf ihm Schächte von 2,45 m Durchmesser. Die Schächte sind in ihrem oberen Teil mit 27—30 mm starken Blechen und mit einer inneren 10 cm starken Schutzschicht aus Beton ausgekleidet. Bei Herstellung des Schachtes auf dem Nordufer mußte bis auf etwa 36 m Tiefe Senkkastengründung angewendet werden. Es ist dadurch eine Anordnung entstanden, bei dem das eigentliche wasserführende Rohr in einem Betonrohr von 7,3 m äußeren Durchmesser steht.

Der Tunnel und die unteren Teile der Schächte sind ebenfalls mit Blech ausgekleidet und innen mit Betonringen ausgefüttert. Nach dem Einbau dieser Rohre wurde der Zwischenraum zwischen ihren Rückseiten und dem gewachsenen Boden mit Beton ausgefüllt. Für die Rohre wurden Bleche von 4 mm Stärke verwendet; aus diesen wurden aus zwei Halbzylindern bestehende Rohre mit nach innen umgebogenen Flanschen an den Stößen hergestellt, die dazu dienten, die einzelnen Rohrschüsse nach dem Einbau zu verschweißen. Auf die Innenseite der Rohre war bei der Herstellung auf dem Werkplatz eine 5 cm starke Betonschicht mit Eisenbewehrung durch Schleudern aufgebracht. Außen wurden die Rohrschüsse mit einer Eisenbewehrung umwickelt, doch wurde hier zunächst kein Beton aufgebracht, damit die einzelnen Stücke nicht zu schwer würden. Der Berechnung der Bewehrung wurde ein Wasserdruck von 18—21 at zugrunde gelegt. Im Fels wurde eine Beanspruchung des Stahls mit 1750 kg/cm² zugelassen, in weicherem Boden wurde sie durch Vermehrung der Einlagen auf 985 kg/cm² herabgesetzt. Die einzelnen Rohrschüsse für die Schächte waren 3,66 m, diejenigen für den Tunnel 4,27 m lang. Ihre Wandungen wurden von 5 cm weiten Rohren durchdrungen, durch die nach dem Einbau der Beton zur Hinterfüllung der Rohre eingebracht wurde.

Beim Einbringen des Betons wurden die Rohrschüsse mit einer Umfangsgeschwindigkeit von 730—825 m in der Minute in Umdrehung versetzt. Der Beton wurde durch einen Schüttrumpf zugeführt, der sich dabei in der Längsrichtung des Rohrschusses verschob. Die Innenfläche des Betons wurde durch das Schleudern vollständig glatt. Der Beton wurde so dicht, daß er ein Gewicht bis 2600 kg/m³ erlangte.

Nachdem die Rohrschüsse eingebaut waren, wurden die Stöße elektrisch verschweißt. Die Stoßstelle wurde dann durch eine Drahtgewebeeinlage bewehrt, und in die Lücke wurde Mörtel eingebracht, der auf der Innenfläche sorgfältig abgeglichen wurde, damit das Fließen des Wassers auf der ganzen Innenfläche unter demselben geringen Wider-

stand vor sich geht. Der Hinterfüllungsbeton wurde unter einem Druck von 6,3—12,5 at eingebracht.

Nähere Angaben über den Tunnel, der gewiß als ein eigenartiges und beachtenswertes Bauwerk bezeichnet werden kann, und die beiden

Nach der Fertigstellung wurde der Tunnel mit Wasser gefüllt, das unter einem Druck von 14,8 at gesetzt wurde. Es ergab sich dabei zwischen den beiden die Wasserleitung vor und hinter den Schächten abschließenden Schiebern ein Leckverlust von 900 l in 24 Stunden. Der Tunnel wurde dann solange kräftig durchgespült, bis Untersuchungen des Wassers auf seinen Gehalt an Bakterien zu einem befriedigenden Ergebnis führten.

Schächte, mit denen zusammen er einen Düker bildet, finden sich in „Engineering News-Record" vom 4. Januar 1934, wo namentlich auch noch der Bauvorgang beschrieben ist. Wernekke.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 16 vom 19. April 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 a, Gr. 1/02. S. 105 710. Société Anonyme du Chemin de fer de l'Est de Lyon, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Prinz, Pat.-Anw., Berlin W 9. Eisenbahnoberbau mit zur Achse des Schienenstranges schräg verlegten Schwellen. 4. VIII. 32.

Kl. 19 a, Gr. 15. M 122 256. Albert Menk, Düsseldorf. Schraubensicherung insbes. für den Eisenbahnoberbau. 23. XII. 32.

Kl. 19 a, Gr. 27/02. N 34 841. Dipl.-Ing. Otto Neddermeyer, Wabern, Bez. Kassel. Gerät zum Aufreißen und Aufnehmen alter gleisloser Bettung; Zus. z. Pat. 589 376. 27. I. 32.

Kl. 19 a, Gr. 27/02. N 34 842. Dipl.-Ing. Otto Neddermeyer, Wabern, Bez. Kassel. Zugvorrichtung für ein Gerät zum Aufreißen und Aufnehmen alter gleisloser Bettung; Zus. s. Pat. 589 376. 27. I. 32.

Kl. 19 a, Gr. 27/03. H 236.30. August Henkes, Hannover. Auswechslung von Eisenbahngleisen und maschinelle Erneuerung der Bettung; Zus. z. Pat. 511 224. 21. VIII. 30.

Kl. 19 c, Gr. 6/20. Sch 96 821. Otto Schmid, Laufach, Unterfr. Bewehrung für Straßendecken; Zus. z. Pat. 578 048. 10. II. 32.

Kl. 20 h, Gr. 4. V 29 187. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung an gewichtsabhängigen Gleisbremsen mit hydraulischer Anhebevorrichtung. 14. II. 33.

Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 28 723. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für Weichen und Signalantriebe. 10. X. 32.

Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 29 113. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Weichenzungenverriegelung mit Magnetsperre. 27. I. 33.

Kl. 20 k, Gr. 9/01. A 69 405. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Nachgiebige Fahrdrahtaufhängung. 6. V. 33.

Kl. 20 k, Gr. 9/02. A 66 650. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Drehbarer Ausleger, insbes. für Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 20. VII. 32.

Kl. 42 c, Gr. 11/03. L 83 670. Otto Karl Lühr, Hamburg. Beleuchtungsaufsatz für T-förmige Abstecktafeln. 5. V. 33.

Kl. 80 b, Gr. 1/11. G 87 147. Gewerkschaft Güldenwerth, Düsseldorf. Verfahren zur Herstellung von Baustoffschichten; Zus. z. Anm. G 83 441. 3. VI. 33.

Kl. 84 d, Gr. 1/03. M 119 735. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa a. d. Elbe. Schaufelradbagger. 10. V. 32.

Kl. 84 d, Gr. 2. H 132 156. Albert Hoeppener, Grefrath, Bez. Köln. Führung der Eimerschaken von Baggereimern zwischen den parallel zueinander verlaufenden Führungsschienen an der Eimerleiter. 16. VI. 32.

Kl. 84 d, Gr. 3. D 62 654. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Tieflöffelbagger mit einem am Spitzenausleger schwenkbar gelagerten Löffel. 9. I. 32.

Kl. 85 b, Gr. 1/01. R 82 147. Oskar Ritschel, Duisburg a. Rh. Bildung künstlicher Schutzschichten in Nutzwasserleitungen. 15. VII. 31.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 17 vom 26. April 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 a, Gr. 1/03. K 125 095. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg u. Dipl.-Ing. Curt Stedefeld, Hannover. Elastischer Eisenbahnoberbau; Zus. z. Pat. 576 194. 14. IV. 32.

Kl. 19 a, Gr. 10. Sch 98 602. Christian Schäfer, Bochum. Schienenbefestigung auf Holzschwellen mittels Schwellenschrauben. 15. VIII. 32.

Kl. 20 h, Gr. 7. C 44 578. Heinrich Christiansen, Pinneberg, Eisenbahnwagenschieber. 23. III. 31. Österreich 8. XI. 30.

Kl. 20 i, Gr. 19/02. C 46 682. Alberto Lavalle Cobo u. Alberto Ter Vehn, Buenos Aires, Argentinien; Vertr.: Dr. F. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Anordnung zur Steuerung von Eisenbahnschranken. 18. VII. 32.

Kl. 20 i Gr. 34. H 132 623. Erwin Heinrich, Berlin. Zugsicherungseinrichtung. 25. VII. 32.

Kl. 20 i, Gr. 38. V 28 532. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Streckenblocksystem; Zus. z. Pat. 522 395. 10. VIII. 32.

Kl. 20 i, Gr. 41. N 35 032. Naamlooze Vennootschap Machinerieen- en Apparaten-Fabrieken. Utrecht; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Gasbeleuchtetes Eisenbahnsignal mit elektrisch ferngesteuerten Farbglas- oder Blechblenden. 18. III. 33.

Kl. 37 a, Gr. 4. A 65 359. Auro-Reklame G. m. b. H., Köln. Gerüst zur Herstellung von Wänden, insbes. Kojenwänden für Ausstellungen. 12. III. 32.

Kl. 37 c, Gr. 1/02. J 43 534. Josef Jacobi, Duderstadt i. Hann. Wasserführung für Ziegel mit vierfacher Eckuberdeckung. 22. I. 32.

Kl. 38 h, Gr. 1/02. D 62 547. Frieda Will, geb. Zeyher, Remscheid. Verfahren zum Trocknen und Tränken von Holz. 15. XII. 31.

Kl. 45 a, Gr. 20/02. P 63 664. Jean François Marcel Petit, Saint-Etienne, Loire, Frankreich; Vertr.: F. Meffert, Dr. L. Sell u. Dr. E. Schlumberger, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Motorische Bodenbearbeitungsmaschine, insbes. zum Ziehen und Reinigen von Gräben. 8. VIII. 31. Frankreich 31. VII. 31.

Kl. 80 b, Gr. 1/01. L 83 555. Georg Samuel Lalin, Stockholm; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw.; Berlin W 30. Schnellbindender Zement. 12. IV. 33. Norwegen 14. III. 33.

Kl. 80 b, Gr. 1/14. W 90 871. Georg Wieland, Berlin-Lichterfelde. Verfahren aus Erhöhung der Zugfestigkeit und Beständigkeit hydraulichers Bindemittel. 12. I. 33.

Kl. 81 e, Gr. 22. D 65 813. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Kratzerförderer mit voneinander trennbarer Obermulde und Untermulde; Zus. z. Anm. D 65 601. 4. V. 33.

Kl. 84 c, Gr. 2. N 29 278. Karl Nolte, Dortmund, Spundwand; Zus. z. Pat. 579 641. 11. IX. 28.

Kl. 84 d, Gr. 4. S 69 043. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt, Steuervorrichtung für elektrisch betriebene Saugrohrhebewinden von Saugbaggern. 7. I. 31.

Kl. 85 b, Gr. 1/01. P 62 508. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Aufbereitung von Wasser unter Verwendung von Fällmitteln. 5. III. 31.

Kl. 85 e, Gr. 9/05. L 77 631. Wilhelm Linnmann jr., Essen-Altenessen. Leichtflüssigkeitsabscheider. 21. II. 31.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von Julius Beltz in Langensalza.